CHARGES ET EPREUVES DES PONTS-ROUTES

I. Caractéristiques géométriques d'un pont

I.2 Rappel

I.2.1 Définitions de paramètres dimensionnels d'un pont :

1.2.1 La largeur roulable, L_r :

C'est la largeur de tablier comprise entre dispositifs de retenue internes (glissières), s'il y en a, ou bordures. Elle comprend donc la chaussée proprement dite et les surlargeurs éventuelles telles que les bandes d'arrêt d'urgence, bandes dérasées, etc.

L_r = (Plate-forme) - (2 × Largeur d'un trottoir).

1.2.2 La largeur chargeable L_{ch}:

Par convention, elle est définie par la formule suivante :

$$L_{ch} = L_r - n \times 0,5.$$

Avec :

- L_{ch} : largeur chargeable en m.
- n: nombre de dispositifs de retenue internes (glissières) ; $n \leq 2$.

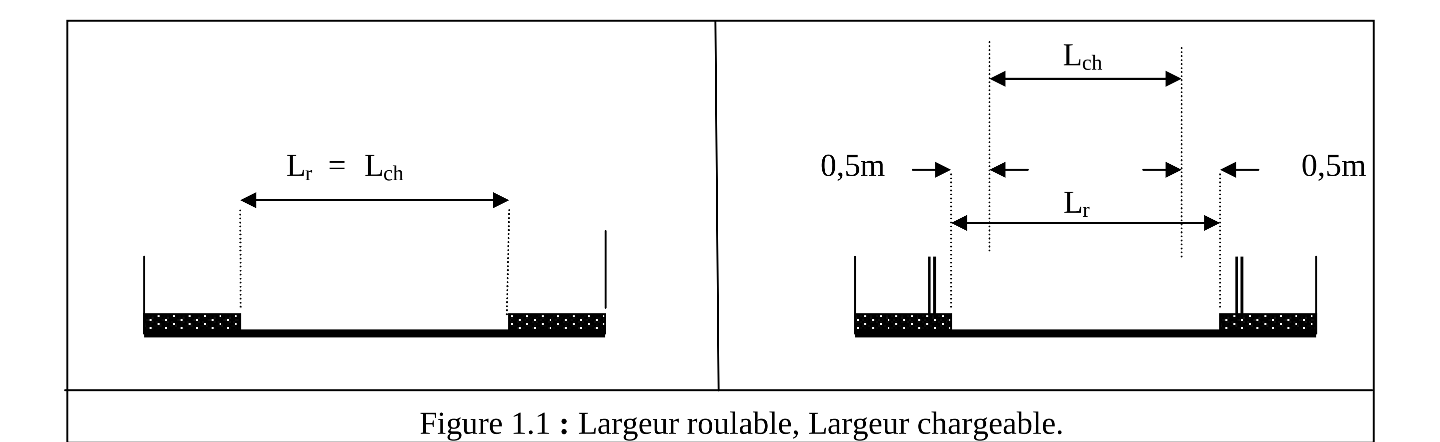


Figure 1.1 : Largeur roulable, Largeur chargeable.

1.2.3 Le nombre de voies N_V:

Par convention, le nombre de voies de circulation des chaussées Nv est tel que :

Avec : $$N_V = E\left(\frac{L_{ch}}{3}\right)$$

- L_{ch} : largeur chargeable en m
- Le symbole E désigne la partie entière

Il est à noter que les chaussées comprises entre 5m (inclues) et 6m sont considérées comme ayant deux voies.

1.2.4 La largeur d'une voie V.

Par convention, la largeur d'une voie de circulation, V, est donnée par la relation suivante:

$$V = L_{ch} / Nv .$$

Avec :

- L_{ch} : Largeur chargeable (en m).
- N_V : Nombre de voies

1.2.5 Classe des ponts :

Les ponts sont rangés en trois classes suivant leur largeur roulable, L_r, et leur destination :

Pont de la 1ère classe : $L_r \geq 7$ m ou exceptions (ceux portant des bretelles d'accès à telles chaussées, ainsi que les ponts éventuellement désignés par le Cahier des Prescriptions Spéciales (C.P.S).

Pont de la 2ème classe : $5,5 < L_r < 7$ m

Pont de la 3ème classe : $L_r \leq 5,5$ m

1.2.6 Exemple

- Chaussée de 10,5 m :

Nombre de voies ⇒ E (10/3)= 3 voies

Largeur d'une voie ⇒ V = 10/3 =3,33 m

- Autoroute de 1 m de bande dérasée de gauche, 10,5 m de chaussée, 3 m de bande d'arrêt d'urgence :

- Largeur roulable = 10,5+1+3 = 14,5 m
- Largeur chargeable = 14,5-2 x 0,5 = 13,5 m
- Nombre de voies = 13,5/3 = 4
- Largeur d'une voie = 13,5/4 = 3,375 m

Lorsqu'un même tablier supporte deux chaussées distinctes, séparées par des éléments solidaires de l'ossature, la détermination du nombre et de la largeur des voies doit être conduite séparément pour chaque chaussée à partir de la largeur chargeable de chacune d'entre elles.

1.2.7 Les coefficients réducteurs a_1 , a_2 , b_c et b_t :

1.2.7.1 Les coefficients a_1 et a_2 dépendent de la classe du pont et du nombre de voies chargées.

Les valeurs de a_1 sont regroupées dans le tableau 1.1 :

Valeurs de a_1	Nombre de voies chargées	1	2	3	4	>4
Classe du pont	1ère	1	1	0,9	0,75	0,7
	2ème	1	0,9	-	-	-
	3ème	0,9	0,8	-	-	-

Tableau 1.1**:** Valeurs du coefficient a_1.

1.2.7.2 Les valeurs de a_2 sont définies par la formule suivante :

$$a_2 = \nu_o / \nu$$

Avec :

- Largeur d'une voie.
- Les valeurs de ν_o sont données dans le tableau 1.2 ci-dessous :

Classe du pont	1ère	3,5
	2ème	3
	3ème	2,75

Tableau 1.2 **:** Valeurs de ν_o.

Les valeurs données aux coefficients a_1 et a_2 tiennent compte des majorations pour effets dynamiques.

1.2.7.3 Les coefficients b_c dépendent de la classe du pont et du nombre de files considérées. Ils sont donnés dans le tableau 1.3 ci-dessous :

Valeurs de b_c	Nombre de files considérées	1	2	3	4	>4
Classe du pont	1ère	1,2	1,1	0,95	0,8	0,7
	2ème	1	1	-	-	-
	3ème	1	0,8	-	-	-

Tableau 1.3: Valeurs du coefficient b_c.

1.2.7.4 Les coefficients b_t dépendent de la classe du pont. Ils sont donnés dans le tableau 1.4 ci-dessous :

Valeurs de b_t		
Classe du pont	1ère	1
	2ème	0,9

Tableau 1.4**:** Valeurs du coefficient b_t.

2. Charges d'exploitation routières selon réglementation française

Les charges applicables sur les ponts routes peuvent comprendre :

a) les charges **sans caractère particulier** ou **charges civiles** :
- ❖ charges de chaussée
- ❖ charges de trottoirs

b) les charges **à caractère particulier** :
- ❖ charges militaires
- ❖ charges exceptionnelles

c) les charges de **fatigue**

Il appartient au maitre d'ouvrage de préciser dans son programme la nature des charges à caractère particulier, militaire ou exceptionnel, susceptibles de circuler sur l'ouvrage. Il est en effet fréquent que ses charges soient dimensionnâtes du point de vue des gabarits et des charges avec une incidence directe sur les qualités, voire sur le type de structure.

2.1. A Charges à caractère particulier ou charges civiles routières

Les charges de chaussée sont modélisées par deux systèmes A et B, distincts et indépendants.

2.1.1. A Le système A

Ce système se compose des charges uniformément réparties d'intensité variable suivant la longueur surchargée et qui correspondent à une ou plusieurs files de véhicules à l'arrêt sur le pont. Elles représentent un embouteillage ou un stationnement, ou bien tout simplement une circulation continue à une vitesse à peu prés uniforme d'un flot de véhicules composé de voitures légères et de poids lourds.

Pour les ponts comportant des portées unitaires atteignant au plus 200 m, la chaussée supporte une charge uniforme dont l'intensité est égale au produit de la valeur A(l) donnée en fonction de la longueur chargée (L), par la formule suivante :

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L+12} \qquad [\text{Kg/m}^2]$$

Avec :

- L : longueur surchargée exprimée en mètres
- La surcharge A(L) est variable en fonction de la longueur chargée.

Tout d'abord, on calcule la surcharge A_1 :

Telle que : $A_1 = a_1 . A(L)$

Avec :

a_1 est le coefficient réducteur donnée ci-après en fonction de la classe du pont et du nombre de voies surchargées, si, $A_1 = a_1 . A(L) \geq 400\text{-}0{,}2\, l$ [Kg/m²].

si, $A_1 = a_1 . A(l) \leq (400\text{-}0{,}2l)$ [Kg/m²], c'est cette valeur qui doit être prise en compte, c'est-à-dire

$$A_1 = Sup\left\{ a_1 . \left(230 + \frac{36000}{L+12} \right), (400 - 0{,}2L) \right\}$$

Enfin la valeur a_1. A(L), obtenue doit être encore multipliée par un coefficient a_2 pour avoir la surcharge à prendre en compte ($A_{réelle} = a_1 \times a_2 \times A(L)$).

La charge réelle est appliquée uniformément sur toute la largeur de chacune des voies considérées.

2.1.2. A Règles d'application de la surcharge *AL*

a) ***<u>Dans le sens longitudinal</u>***

Les surcharges A_L doivent être disposées sur le tablier de manière à produire l'effet le plus défavorable pour l'élément considéré.

Les zones chargées sont déterminées par la considération de la ligne d'influence de l'effet envisagé (moment, effort tranchant, etc.)

Les limites des zones chargées doivent coïncider avec les zéros de la ligne d'influence.

Si l'on ne charge qu'une zone, la longueur chargée (L) est la différence des abscisses de ces zéros.

Si l'on charge plusieurs zones, contiguës ou non, la longueur chargée (L) est prise égale à la somme des longueurs de ces zones chargées.

Les valeurs données des surcharges du *système A ne tiennent pas compte de majorations pour effets dynamiques.*

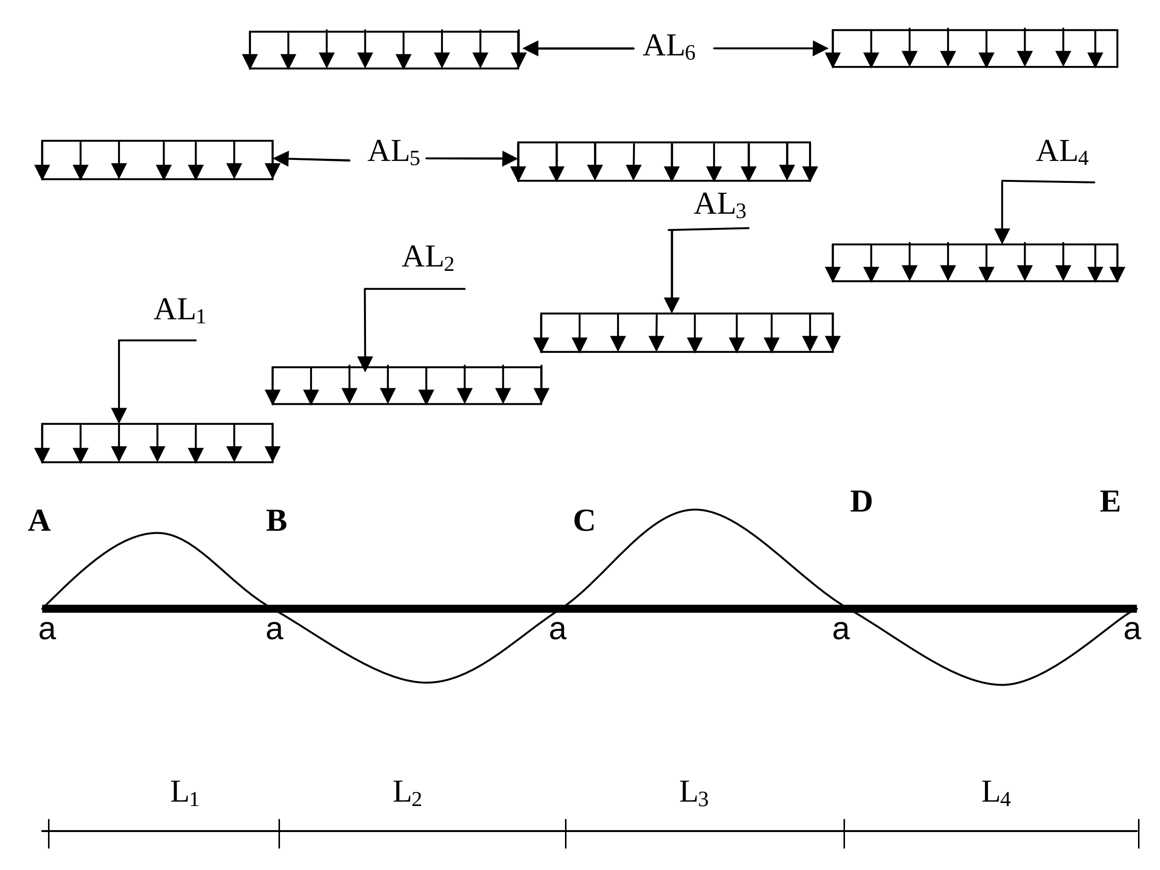


Figure 2.1 : Chargement d'une ligne d'influence sous l'effet d'une surcharge A_L

b) ***Dans le sens transversal***

La largeur de la zone surchargée comprend un nombre entier de voies de circulation

2.1.2. A Exemple :

Pour une longueur roulable de 11 m (pont de 1ère classe à trois voies), on obtient successivement $a_1 = a_2$.

$$V = \frac{11}{3} = 3.667\ m$$

$$a_2 = \frac{3,5}{3,667} = 0,955$$

D'ou finalement : $A_{réelle}$ = 0,9. 0,955. A = 0,86 A

Pour une largeur roulable de 9 m (pont de 1ère classe à trois voies), on a :

$A_1 = 0,9$; $V = \frac{9}{3} = 3m$; $a_2 = \frac{3,5}{3} = 1.167$

A_2 = 0,9. 1,167. A(L) = 1,05 .A(L)

2.2. A Système B

Le système B comprend trois sous-systèmes de camions, dits:

B_C : camion de 30 tonnes par voie

B_t : 2 essieux-tandems de 32 tonnes

B_r : roue de 10 tonnes

2.2.1. A Surcharge B*c:* (fig. 25.a)

Un camion type du système Bc comporte trois essieux, tous trois à roues simples munies de pneumatiques, et répond aux caractéristiques suivantes :

- Masse totale : 30 t
- Masse portée par l'essieu avant : 6 t
- Masse portée par chacun des essieux arrière : 12 t
- Longueur d'encombrement : 10,50 m
- Largeur d'encombrement : 2,50 m
- Distance des essieux arrière : 1,50 m
- Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière : 4,50 m

- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu : 2,0 m
- Surface d'impact d'une roue arrière : carré de 0,25 m de côté
- Surface d'impact d'une roue avant : carré de 0,20 m de côté

2.2.1.1. A Règles d'application de la surcharge B_C

On dispose sur la chaussée au plus autant de files ou convois de camions que la chaussée comporte de voies de circulation, et l'on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l 'élément considéré.

a) ***Dans le sens longitudinal***, le nombre de camions par file est limité à deux. La distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable. Les camions homologues des diverses files sont disposés de front, tous les camions étant orientés dans le même sens.

b) ***Dans le sens transversal***, on pourra disposer le nombre de convois que l'on veut, espacés de distances quelconques, cependant, le nombre de convois ne pourra être supérieur au nombre de voies de la chaussée, même si cela est géométriquement possible.

2.2.1.2. A Exemple : (Chaussée de 7,5 m et 10,5 m).

Pour le calcul des poutres maîtresses, l'axe de la file de roues la plus excentrée doit rester à une distance minimale du bord de la largeur roulable, égale à 0,75 m s'il s'agit d'un dispositif de sécurité, et 0,25 m s'il s'agit d'une bordure.

Pour le calcul des éléments du tablier, les camions Bc peuvent circuler sur toute la largeur roulable ; toutefois le nombre maximum de files que l'on peut disposer de front ne dépasse pas celui des voies.

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, les valeurs des charges du système B_C prises en compte sont multipliées par les coefficients bc du tableau

Le convoi B_C se compose d'un ou au maximum de deux camions types par file. Dans le sens transversal le nombre de files est inférieur ou égale au nombre de voies. Les caractéristiques du convoi B_C sont représentées dans la figure 2.2 ci-après.

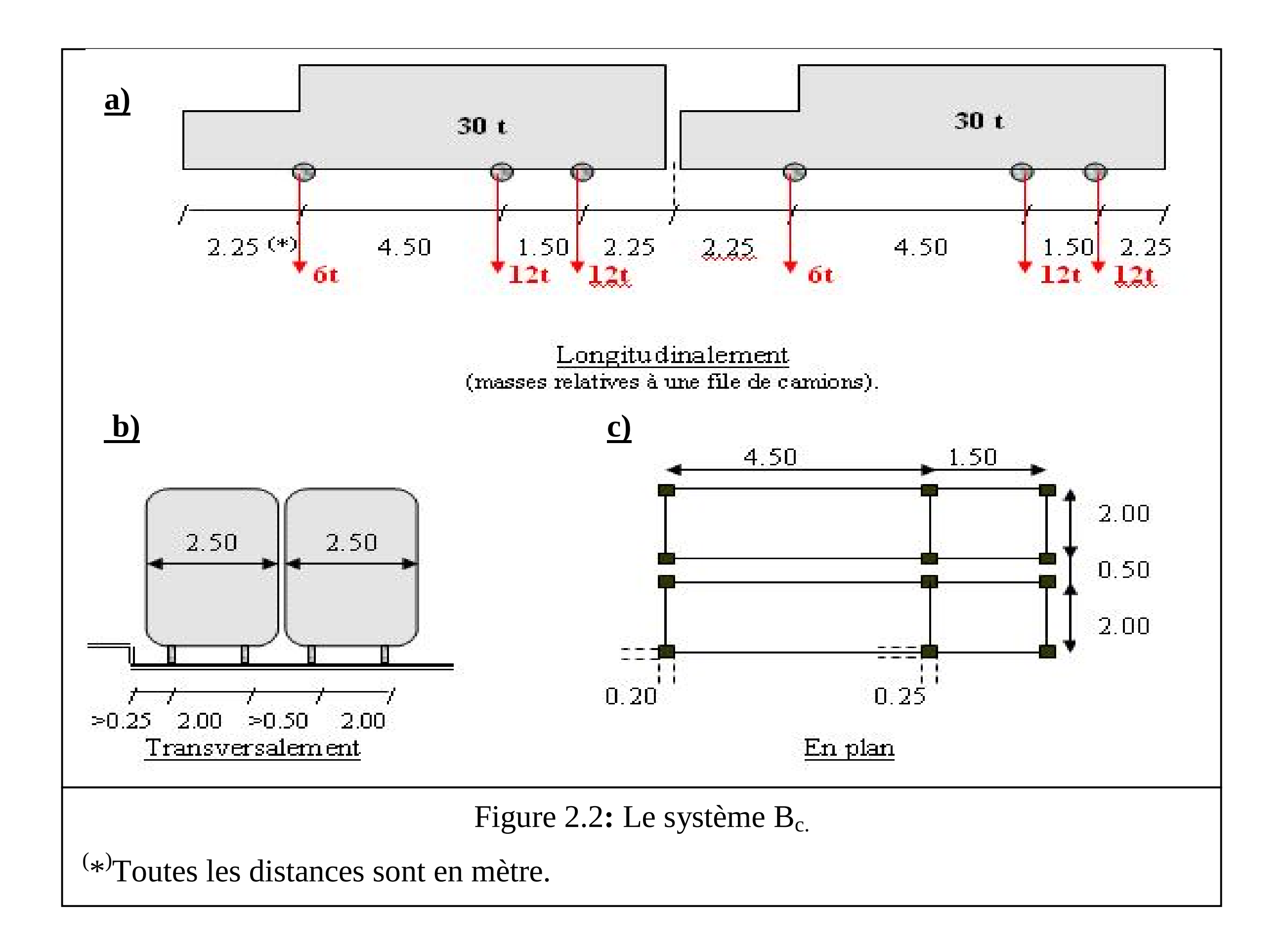


Figure 2.2: Le système B_c.

(*)Toutes les distances sont en mètre.

2.2.2. A Système B_t

Un tandem du système Bt comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatiques et répondant aux caractéristiques suivantes :

- Masse portée par chaque essieu : 16 t
- Distance des deux essieux : 1,35 m
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu : 2 m

La surface d'impact de chaque roue (portant 8t) sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 0,6 m et le côté longitudinal 0,25 m.

Chaque tandem est supposé circuler dans l'axe d'une bande longitudinale de 3 m de large. Les caractéristiques du système B_t sont représentées ci-dessous.
Le système B_t ne s'applique pas au pont de la 3ème classe. Pour les ponts de la 1ère et de la 2ème classe, il convient de respecter les règlements suivants :

2.2.2.3. A Règles d'application de la surcharge B_t

a) ***Dans le sens longitudinal***, un seul tandem est disposé par file.

b) ***Dans le sens transversal***, un seul tandem est supposé circuler sur les ponts à une voie.

Alors que pour les ponts supportant deux voies ou plus, on ne peut placer que deux tandems au plus sur la chaussée, côte à côte ou non, de manière à obtenir l'effet le plus défavorable. Les caractéristiques du système sont représentées dans la figure (2.3) :

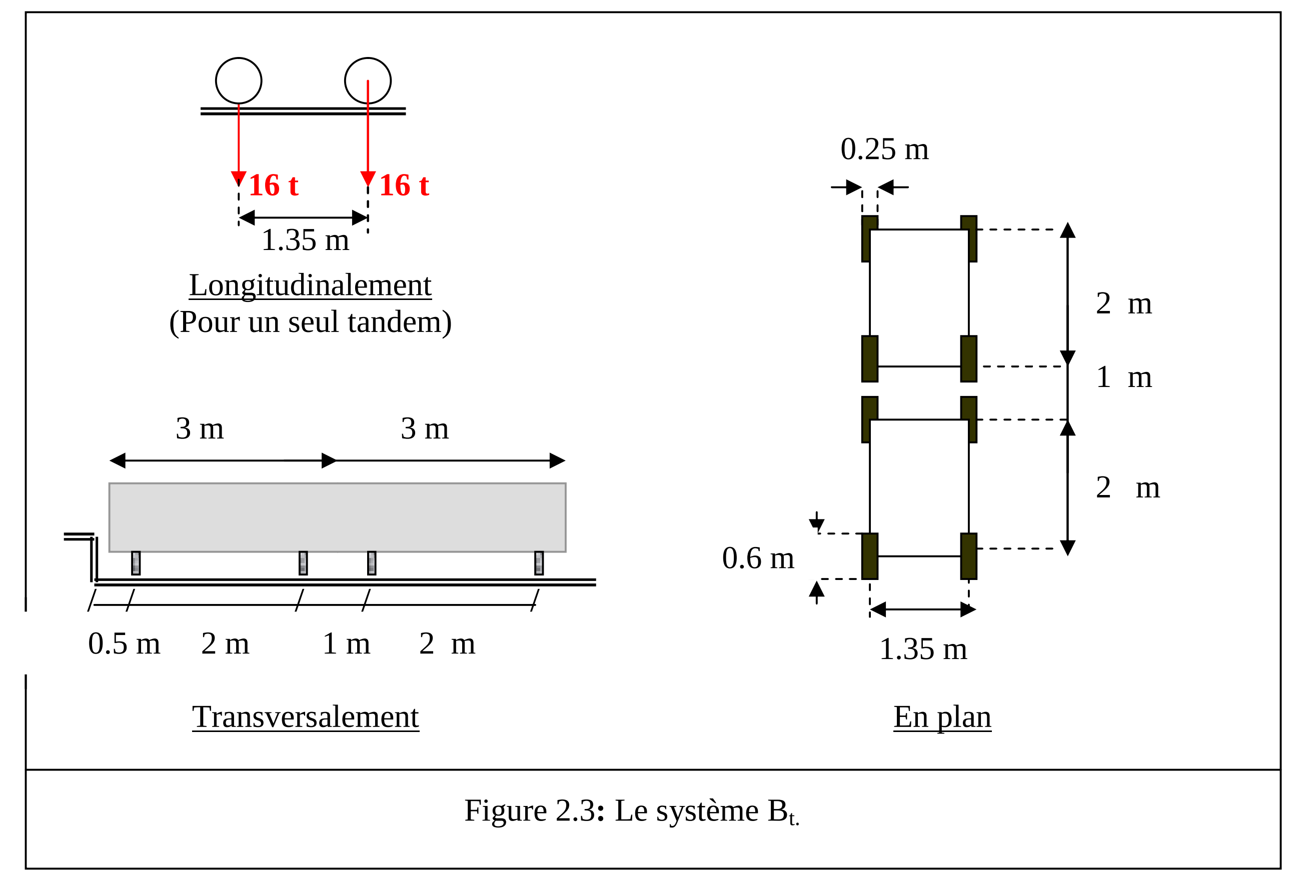


Figure 2.3: Le système B_t.

2.2.3. A Système B_r

C'est une roue isolée disposée normalement à l'axe longitudinal de la chaussée. Les caractéristiques de cette roue sont représentées dans la figure 2.4 ci-dessous :

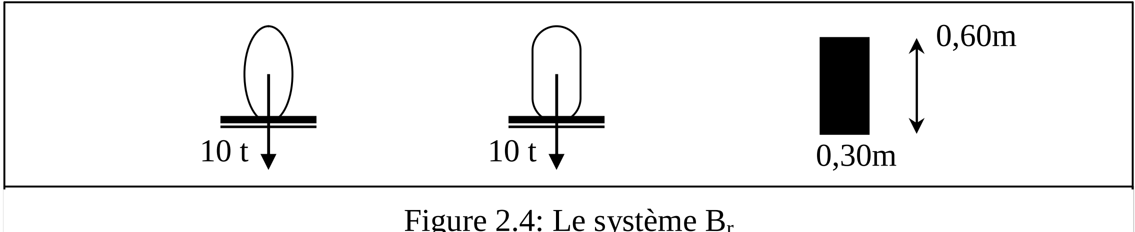


Figure 2.4: Le système B_r

Le rectangle de la roue peut être placé n'importe où sur la largeur roulable de manière à produire l'effet le plus défavorable.

2.2.2. B Charges sur les trottoirs

Les définies sur les trottoirs non franchissables comprennent

2.2.2.1. B Les charges locales : Les <u>charges locales</u>, utilisées pour la justification des éléments du tablier.

Le système local comprend une charge uniformément répartie d'intensité q_{tr} de valeur :

$$q_{tr} = 450 \text{ kg/m}^2.$$

Cette charge est placée pour produire l'effet le plus défavorable. Ses effets peuvent éventuellement se cumuler avec ceux de B.

De plus, le système local comprend une roue de 6 t dont la surface d'impact est un carré de 0,25 m de côté à disposer sur les trottoirs en bordure d'une chaussée. (Uniquement pour les vérifications d'Etat Limite).

2.2.2.2. B Les charges générales

Les <u>charges générales</u> utilisées pour la justification des éléments (poutres principales qui supportent à la fois une chaussée et un ou des trottoirs).

Le système général comprend une charge uniformément répartie d'intensité q_{tr} de valeur : q_{tr} = 150 kg/m² à disposer sur les trottoirs bordant une chaussée.

Ce système répond aux règles d'application suivantes :

2.2.2.3. B Règles d'application

a) ***Dans le sens longitudinal***, on dispose cette charge pour qu'elle produise l'effet le plus défavorable.

b) ***Dans le sens transversal***, toute la largeur du trottoir est chargée, mais on peut considérer soit qu'un seul trottoir est chargé, soit que les deux le sont, de manière à obtenir l'effet le plus défavorable.

NB : Cette charge est cumulable avec la charge A(L) et B_C si elle peut donner un effet plus défavorable.

De plus, le système général comprend une charge de densité uniforme mais qui ne concerne que les ouvrages ne supportant qu'une circulation de piétons ou de cyclistes (passerelles).

.2.2.4. B Les coefficients de majoration dynamiques

Les charges du système B sont multipliées par de majorations dynamiques et le coefficient de majoration dynamique applicable aux trois sous-systèmes B_C , B_t , B_r est le même pour chaque élément d'ouvrage. Le coefficient de majoration dynamique relatif à un tel élément est déterminé par la formule :

$$¢ = 1 + \sim + \quad = 1 + \frac{0,4}{1+0,24} + \frac{0,6}{1+4\left(\frac{G}{S}\right)}$$

Avec :

- **L** : longueur de l'élément exprimée en m
- **G** : charge permanente (poids propre de l'élément considéré.)
- **S** : surcharge "B" maximale susceptible d'être placée sur l'élément considéré (obtenue après multiplication par le coefficient bc ou bt.).

Ces termes sont donnés explicitement suivant l'élément considéré(en tenant compte des coefficients réducteurs b_C et b_t).

Premier cas : Quand il s'agit d'un **hourdis** (dalle de couverture) d'un pont à poutres sous chaussée.

La longueur L sera basée sur la relation suivante :

$$L = Inf \left[Sup \left(L_r , L_{rive} \right), L_C \right]$$

Avec :

- ***Le terme G*** représente le poids d'une section de hourdis, et des éléments reposant sur lui, de longueur **L** et de même largeur que le tablier.
- ***Le terme S*** représente le poids total le plus élevé des essieux du système B qu'il est possible de placer sur la longueur **L** du tablier en respectant les règles d'application.

NB :

- Le coefficient δ ainsi calculé s'applique aux hourdis du tablier.
- Pour les ponts de 3ième, le coefficient de majoration est borné supérieurement à 1,4.

Deuxième cas : Quand il s'agit des **poutres maitresses** (principales)

- *La longueur de la travée de la travée L* sera égale à **L_C ;(L = L_C)**
- *Le terme S* représente le poids total le plus élevé des essieux du système B qu'il est possible de placer sur la longueur **L** du tablier en respectant les règles d'application.

Troisième cas : Quand il s'agit des **appuis**, les charges B ne sont pas multipliées par le coefficient de majoration dynamique.

3. Charges à caractère particulier

3.1 Charges militaires M_{C80} et M_{C120}

Sur les itinéraires classés pour permettre la circulation des convois militaires de l'un des classes M 80 ou 120, les ponts doivent être calculés pour supporter les véhicules types décrits ci-après, susceptibles dans certains cas d'être plus défavorables que les surcharges des systèmes A et B.

Chaque classe se compose de deux systèmes Me et Mc :

Mc : se compose de véhicules types à chenilles

Me : se compose d'un groupe de deux essieux

	Convoi M 80	Convoi M 120
	Système Mc 80	Système Mc 120
- masse totale :	72 t	110 t
- longueur d'une chenille :	4,90 m	6,10 m
- largeur d'une chenille :	0,85 m	1,00 m
- distance en axe des deux chenilles :	2,80 m	3,30 m

Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé

3.1.1 Système M_{c80}

Le système M_{C120} se compose de véhicules type à chenilles. Il comporte deux chenilles et le rectangle d'impact de chacune d'elles est supposé uniformément chargé. La pression répartie au mètre linéaire, appliquée par le convoi est : P/ml = 72,0/4,9 = 14,69 t/ml.

Les caractéristiques du système M_{c80} sont représentées dans la figure 3.5 ci-dessous.

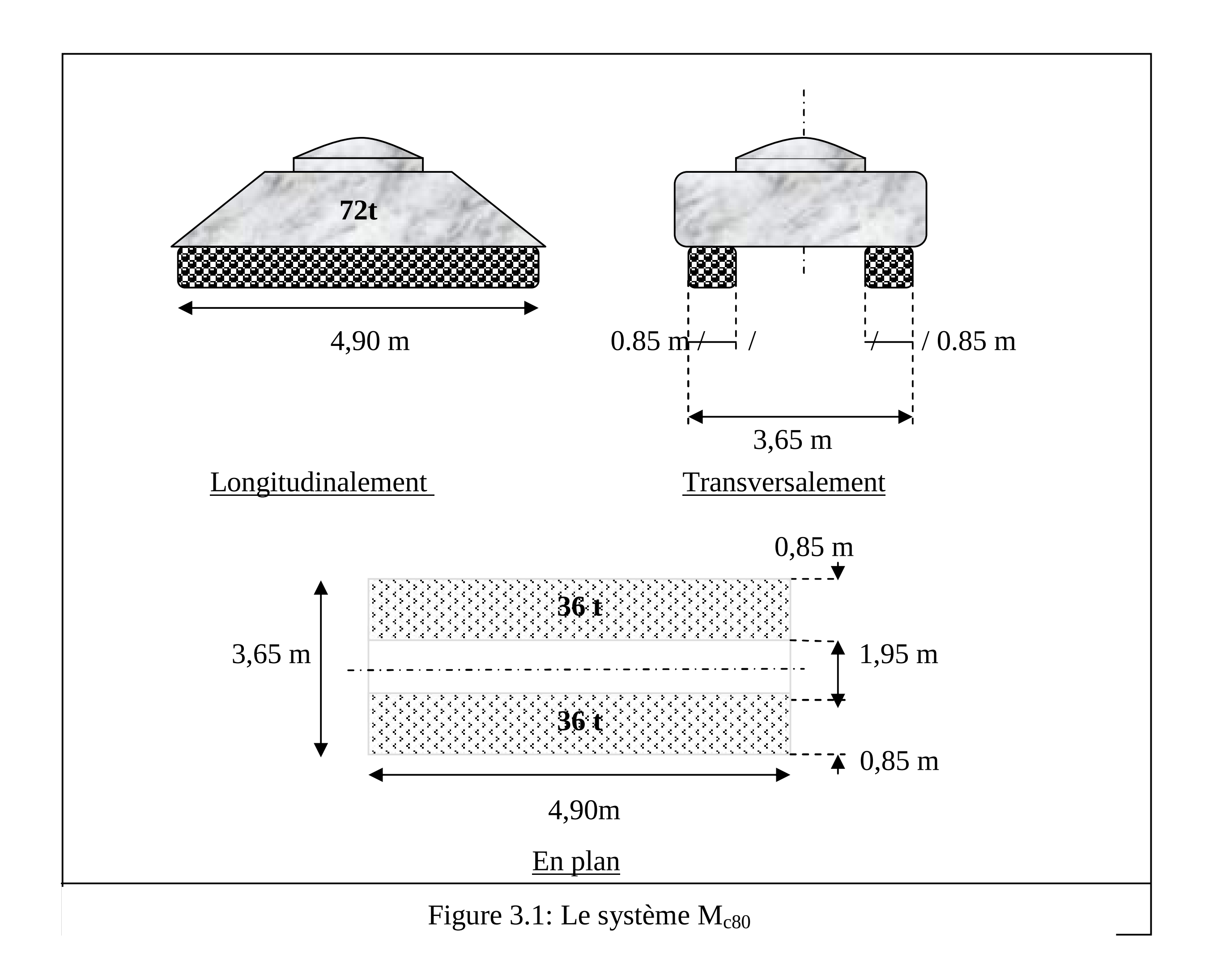


Figure 3.1: Le système M_{c80}

3.1.2 Système M_{c120}

Le système M_{C120} se compose de véhicules type à chenilles. Il comporte deux chenilles et le rectangle d'impact de chacune d'elles est supposé uniformément chargé. La pression répartie au mètre linéaire, appliquée par le convoi est : P/ml = 110/6,1 = 18,03 t/ml.

Les caractéristiques du système M_{c120} sont représentées dans la figure 3.5 ci-dessous.

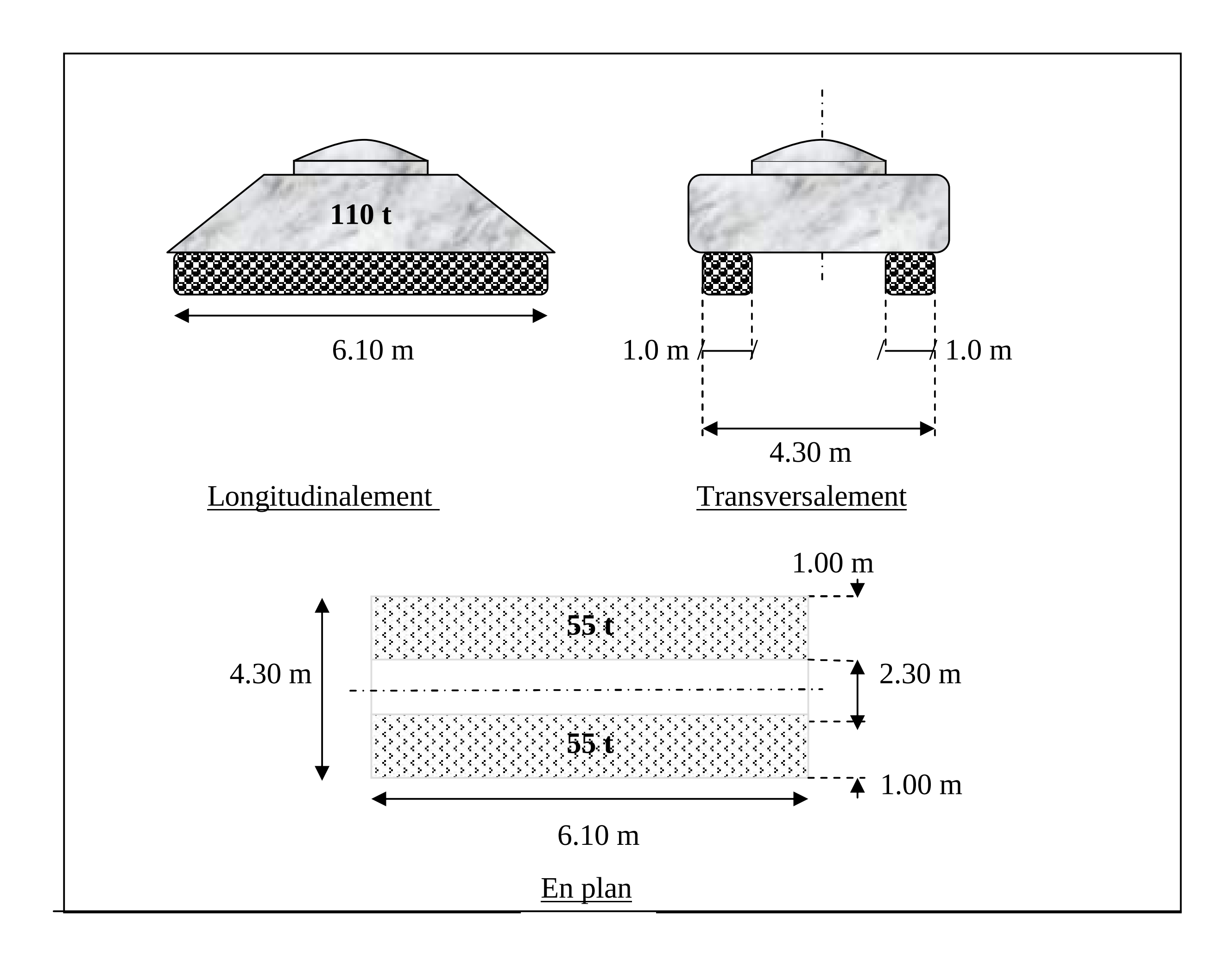


Figure 3.2**:** Le système M_{c120}

3.1.3 Règles d'application de la surcharge M_{C80} et M_{C120}

a) ***Dans le sens longitudinal***

Le nombre de véhicules du convoi n'est pas limité et la distance des deux véhicules successifs est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable. La distance libre entre leurs points de contact avec la chaussée devant être au moins égale à 30,50m.

b) ***Dans le sens transversal***

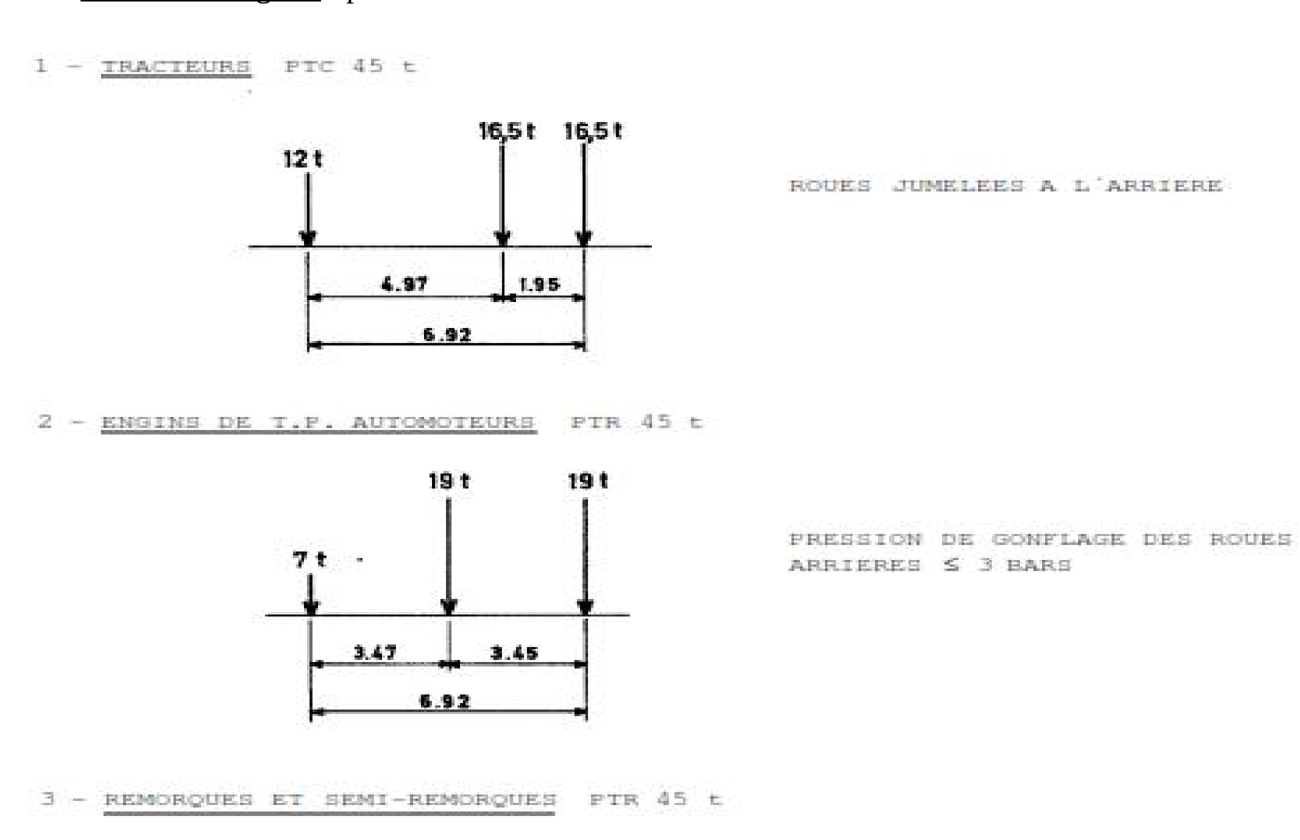
Un seul convoi est supposé circuler quelle que soit la largeur de la chaussée.

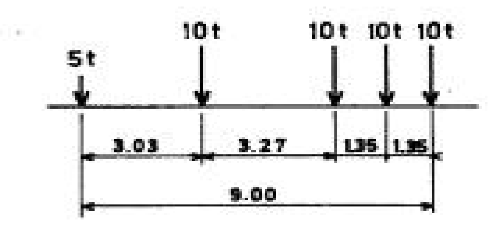
3.2 Charges exceptionnelles

Un transport est exceptionnel quand il est effectué de manière non conforme aux prescriptions du code de la route

Pour les ponts, si l'on exclut le caractère exceptionnel des dimensions du convoi, qui sont rarement pénalisantes, le principal critère est la charge des convois exceptionnels qui sont classés en **trois catégories :**

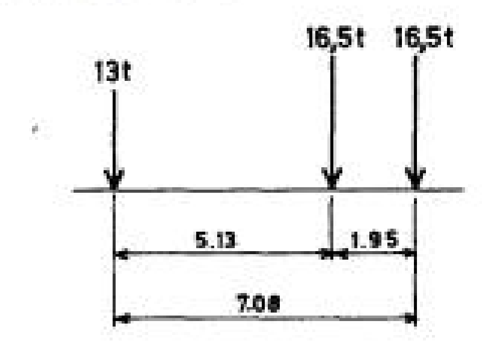
- Première catégorie : poids total maximal 45 tonnes





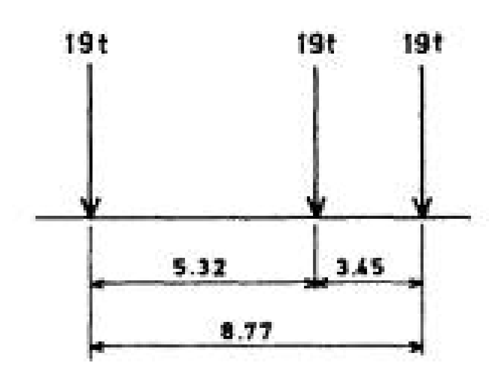
- Deuxième catégorie : poids total compris entre 45 tonnes et 70 tonnes

1 - TRACTEURS PTC 46 t



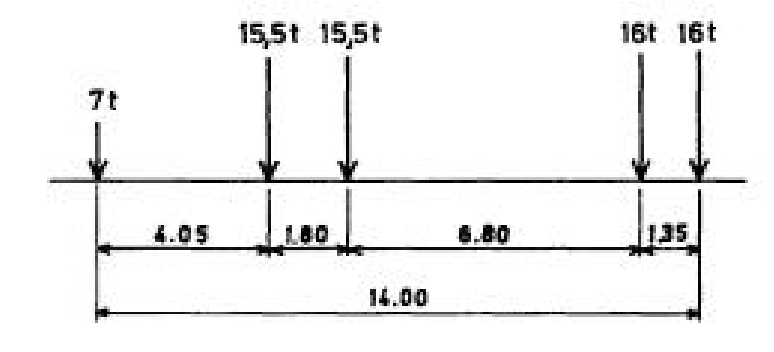
ROUES JUMELEES A L'ARRIERE

2 - ENGINS DE T.P. AUTOMOTEURS PTR 57 t



PRESSION DE GONFLAGE ≤ 3 BARS

3 - REMORQUES ET SEMI-REMORQUES PTR 70 t



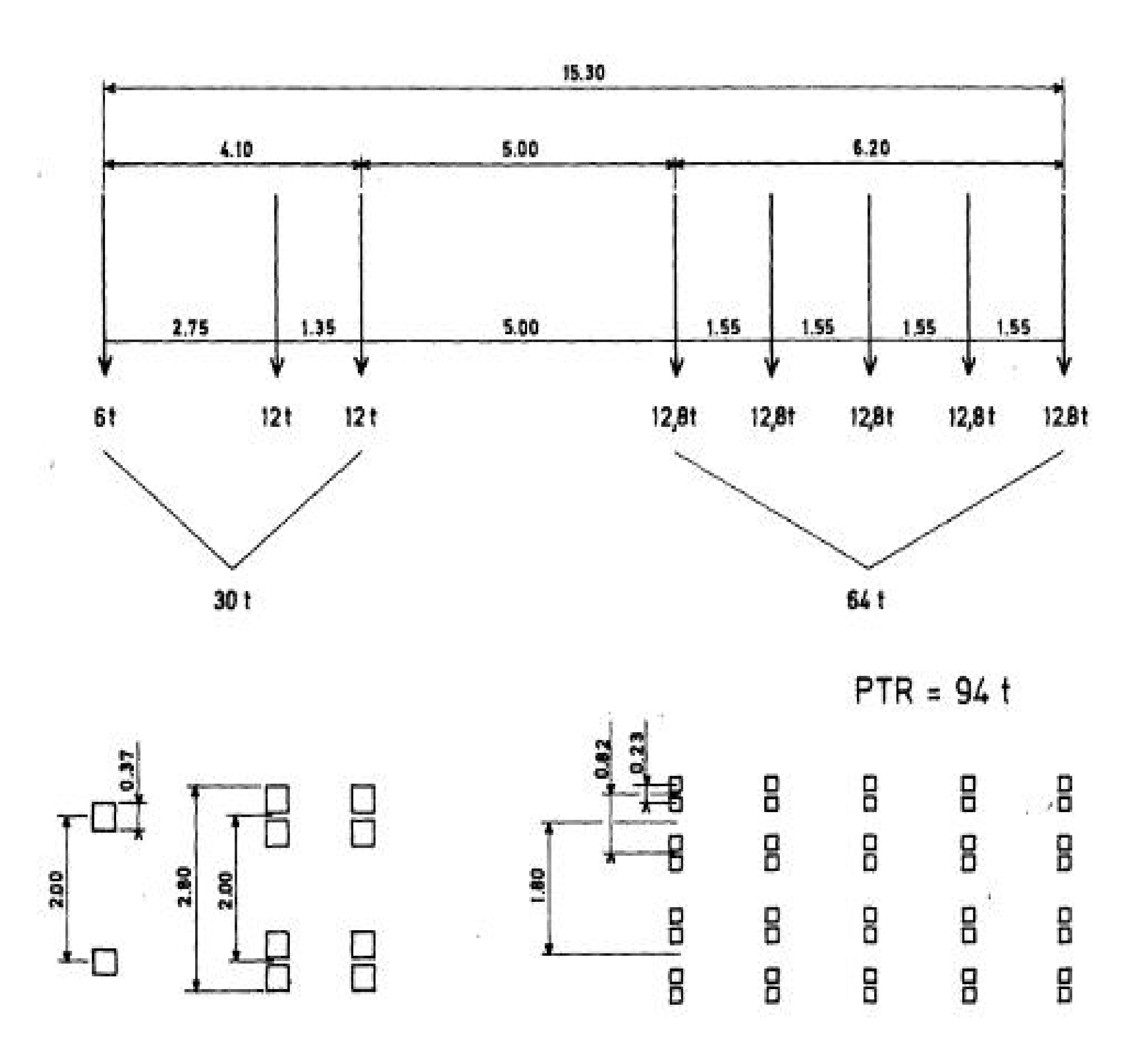
SEMI-REMORQUE : DEMI-ESSIEUX
TRACTEUR : ROUES ARRIERES JUMELEES

- Troisième catégorie : tous les convois de caractéristiques supérieures où l'on distingue

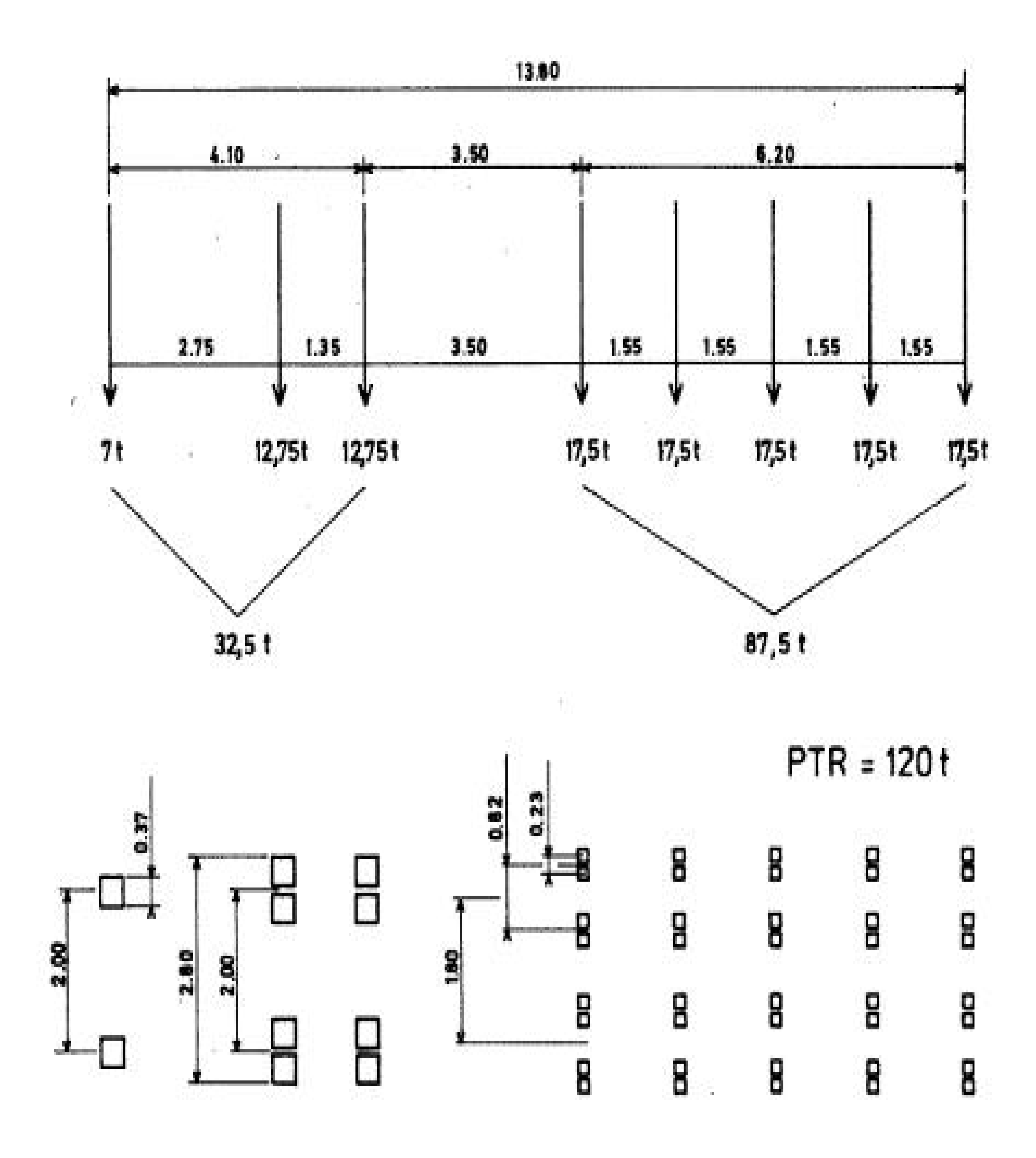
quatre classes :

1. ***Classe* C** pour les convois dont le poids total roulant (PTR) est inférieur ou égal à 120 tonnes,

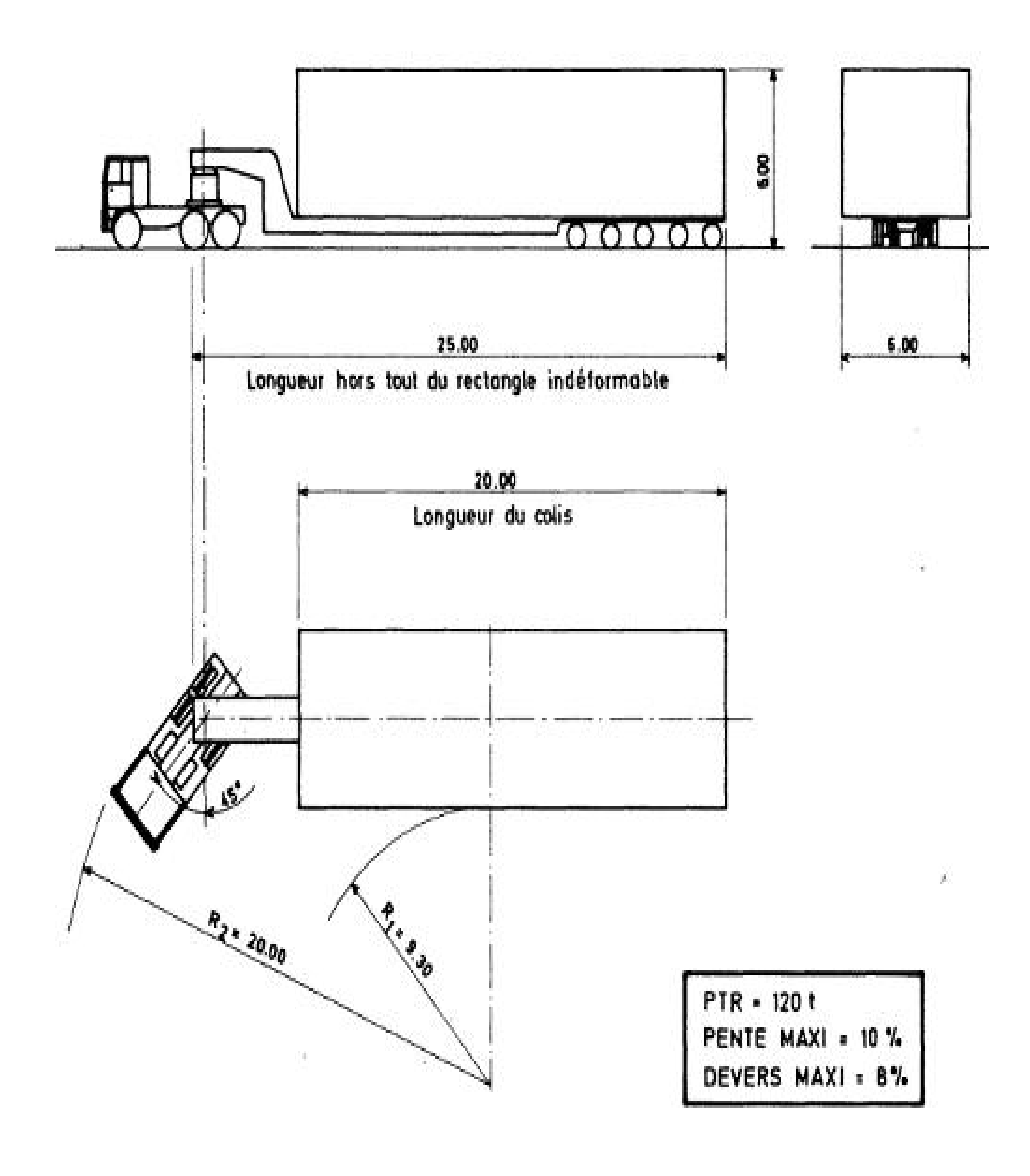
CONVOI C1



CONVOI C2

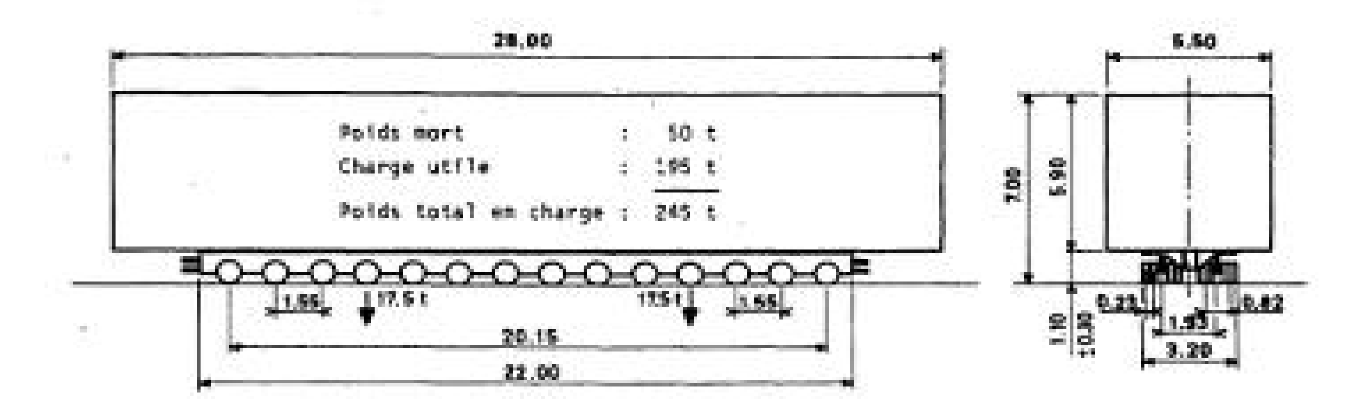

13.80
4.10
3.50
6.20
2.75
1.35
3.50
1.55
1.55
1.55
1.55
7t
12,75t
12,75t
17,5t
17,5t
17,5t
17,5t
17,5t
32,5 t
87,5 t
PTR = 120 t
0.37
2.00
2.80
2.00
0.82
0.23
1.80

CONVOI - TYPE C "TRACES "

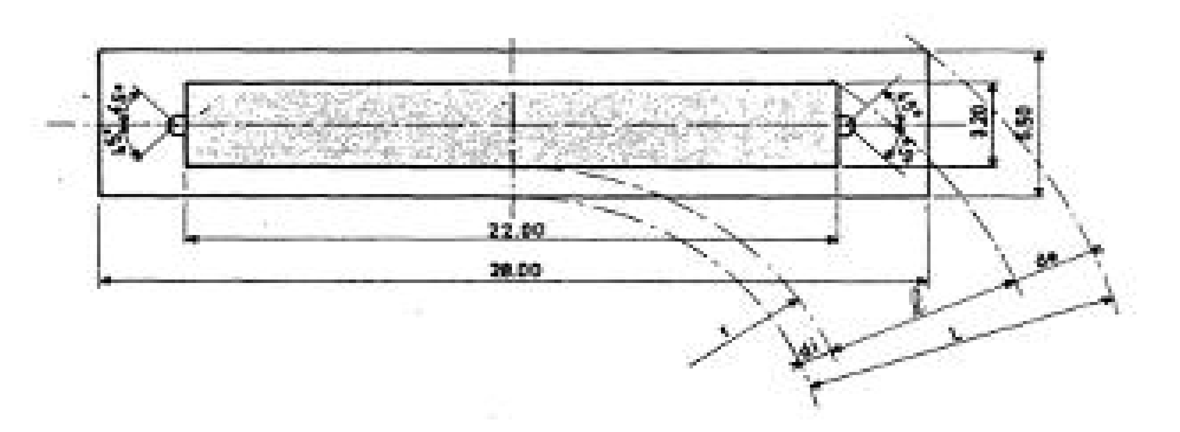


1. ***<u>Classe D</u>*** pour les convois dont le poids total en charge (PTC) de la remorque ou semi-remorque est inférieur ou égal à 250 tonnes,

CONVOI-TYPE D.2F.1



Remorque 14 lignes 2 demi-essieux



Rayon intérieur de giration r minimal : 13 m
Pente maximale admissible : 7 %
Dévers maximal admissible : 6 %

Largeurs d'emprise et débordements en fonction du rayon intérieur de giration

$$\ell = \sqrt{(r+3{,}2)^2 + 121} - r$$

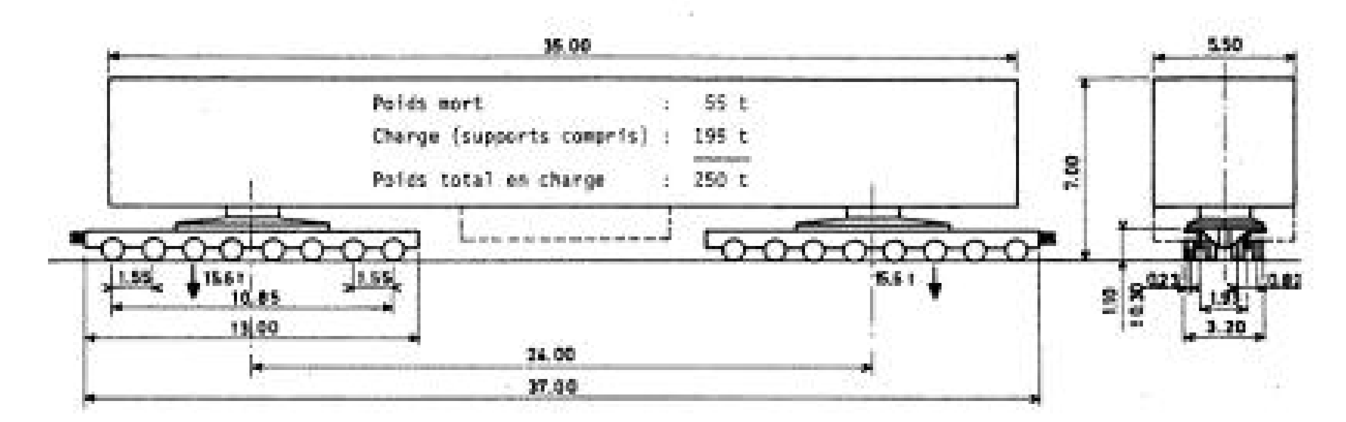
$$d_i = \text{constante} = 1{,}15$$

$$d_e = \sqrt{(r+4{,}35)^2 + 196} - \sqrt{(r+3{,}2)^2 + 121}$$

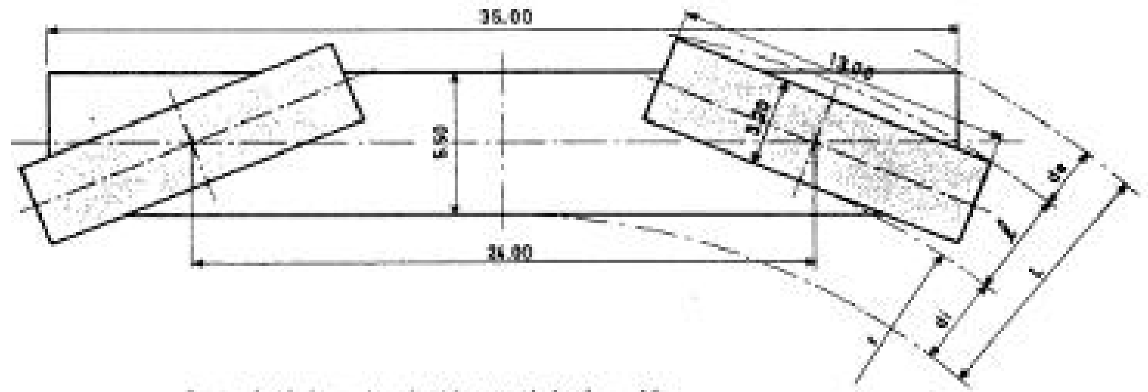
$$L = \ell + d_i + d_e$$

r	13,00	25,00	50,00	75,00	100,00	150,00	200,00	300,00
ℓ	6,60	5,25	4,35	4,00	3,80	3,60	3,50	3,40
de	2,70	2,25	1,80	1,60	1,50	1,40	1,35	1,25
L	10,45	8,65	7,30	6,75	6,45	6,15	6,00	5,80

CONVOI-TYPE D.2F.2 *



Remorque 8 lignes 2 demi-essieux



Rayon intérieur de giration r minimal : 16 m

Pente maximale admissible : 7 %

Dévers maximal admissible : 8 %

Largeurs d'emprise et débordements en fonction du rayon intérieur de giration

$\ell = \sqrt{(r + 3,2)^2 + 42,25} - r$

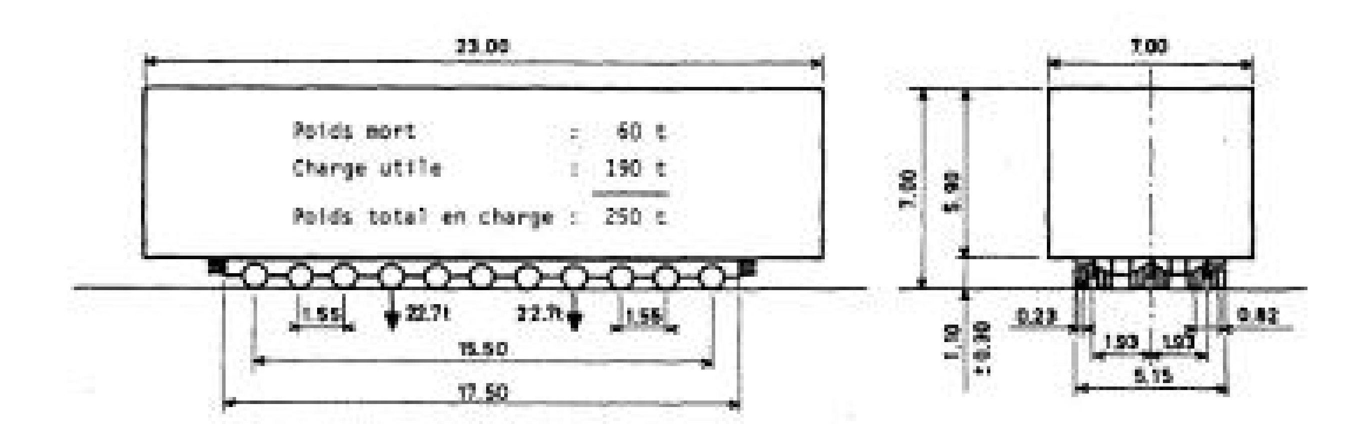
$di = r + 2,75 - \sqrt{(r + 1,6)^2 - 144}$

$de = \sqrt{(r + 5,5 - di)^2 + 306} - \sqrt{(r + 3,2)^2 + 42,25}$

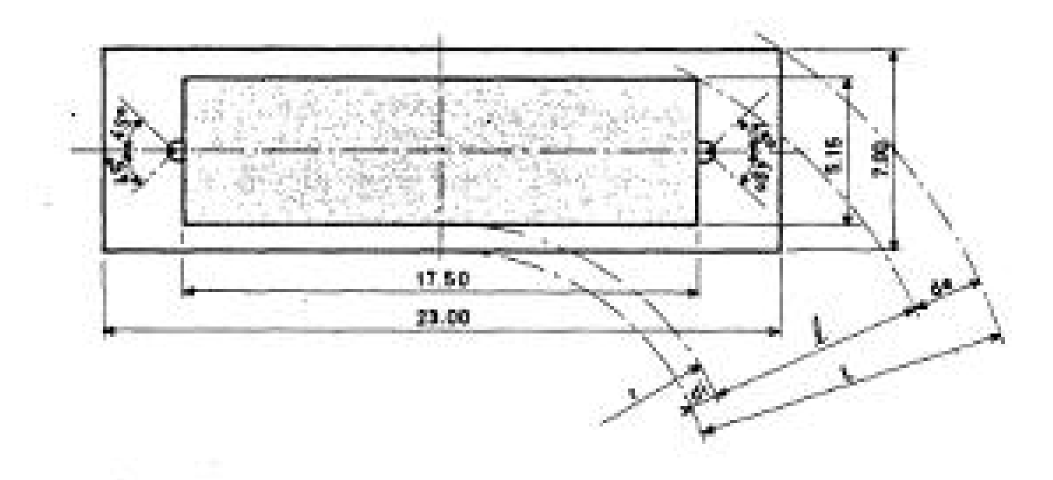
$L = \ell + di + de$

r	16,00	25,00	50,00	75,00	100,00	150,00	200,00	300,00
ℓ	4,30	3,95	3,60	3,45	3,40	3,35	3,30	3,25
di	5,90	4,00	2,55	2,10	1,85	1,65	1,50	1,40
de	3,15	2,80	2,20	1,85	1,75	1,50	1,45	1,35
L	13,35	10,75	8,35	7,40	7,00	6,50	6,25	6,00

CONVOI - TYPE D.3F.1



Remorque 11 lignes 3 demi-essieux



Rayon intérieur de giration r minimal : 10 m
Pente maximale admissible : 7 %
Dévers maximal admissible : 3 %

Largeurs d'emprise et débordements en fonction du rayon intérieur de giration

$$\ell = \sqrt{(r + 5,15)^2 + 77} - r$$

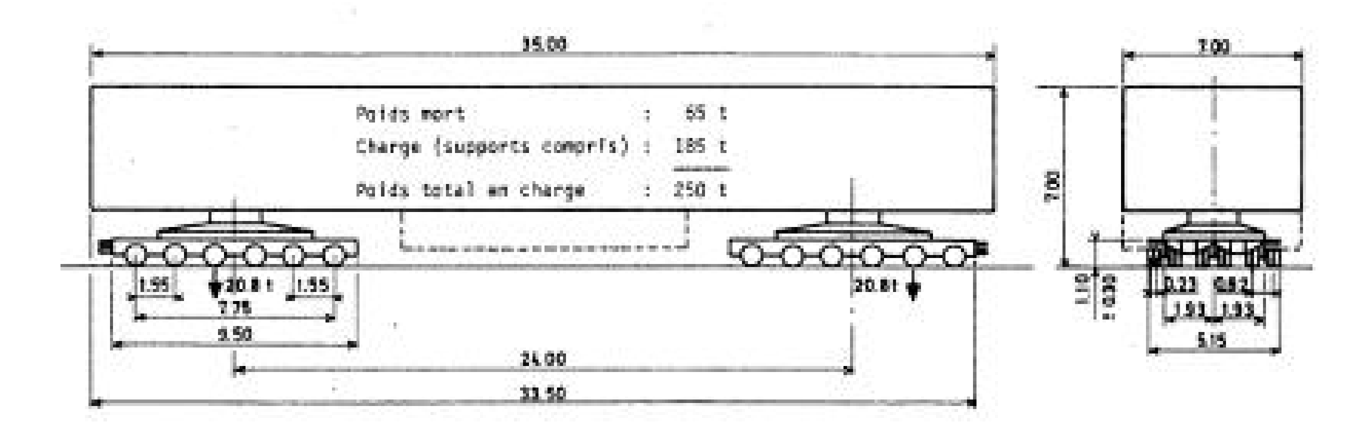
di = constante = 0,925

$$de = \sqrt{(r + 6,075)^2 + 132} - \sqrt{(r + 5,15)^2 + 77}$$

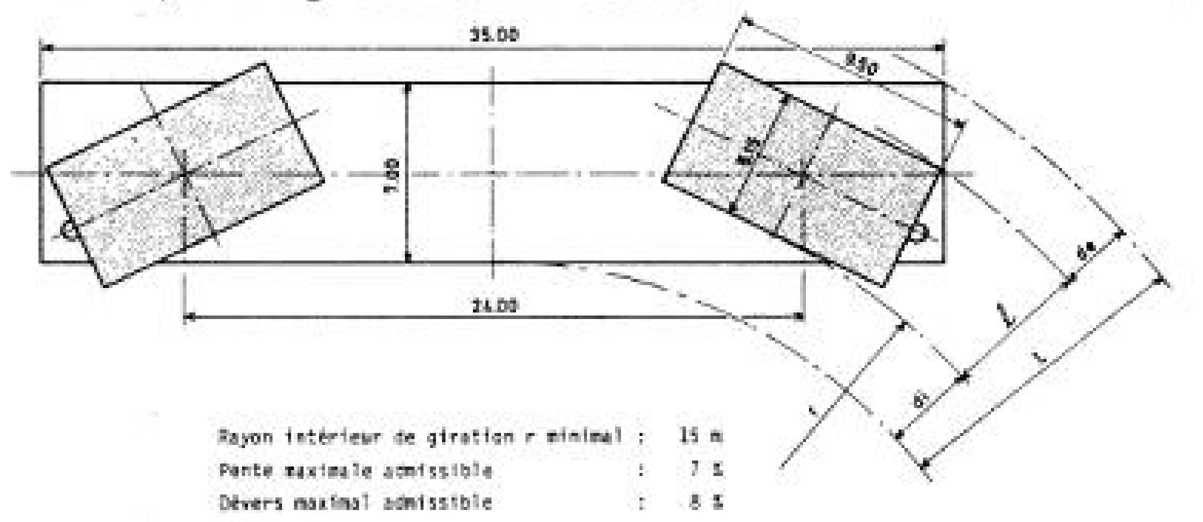
$$L = \ell + di + de$$

r	10,00	25,00	50,00	75,00	100,00	150,00	200,00	300,00
ℓ	7,50	6,40	5,85	5,65	5,50	5,40	5,35	5,30
de	2,25	1,75	1,40	1,25	1,20	1,10	1,05	1,00
L	10,70	9,05	8,15	7,80	7,60	7,40	7,30	7,20

CONVOI-TYPE D.3F.2



Remorque 6 lignes 3 demi-essieux



Largeurs d'emprise et débordements en fonction du rayon intérieur de giration

$$\ell = \sqrt{(r + 5{,}15)^2 + 22{,}56} - r$$

$$di = r + 3{,}5 - \sqrt{(r + 2{,}375)^2 - 144}$$

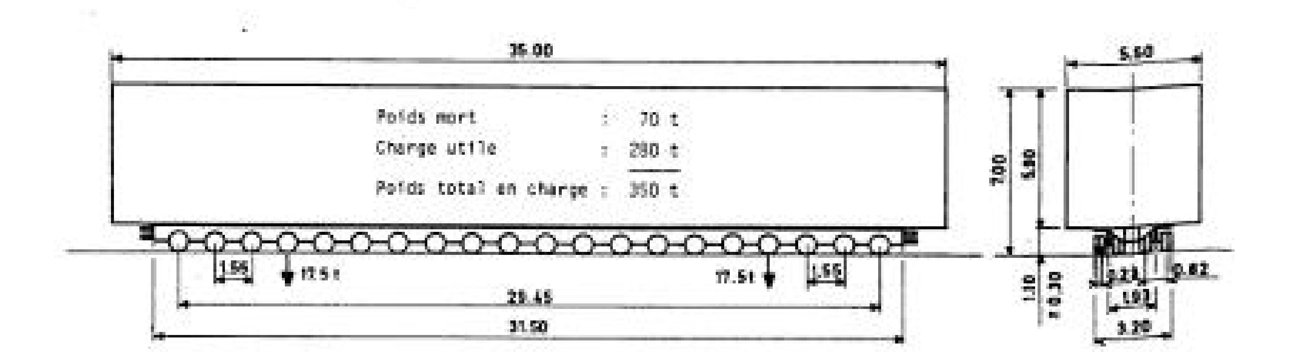
$$de = \sqrt{(r + 7 - di)^2 + 306} - \sqrt{(r + 5{,}15)^2 + 22{,}56}$$

$$L = \ell + di + de$$

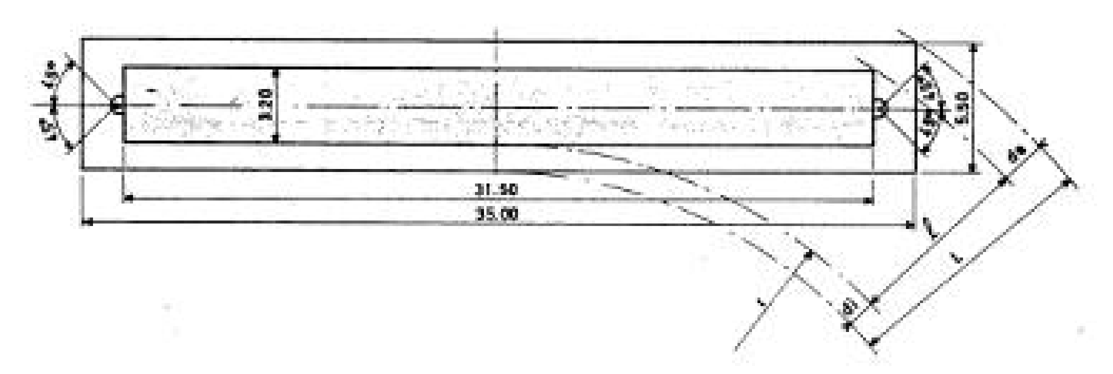
r	15,00	25,00	50,00	75,00	100,00	150,00	200,00	300,00
ℓ	5,70	5,55	5,35	5,30	5,25	5,20	5,20	5,20
di	5,65	3,65	2,30	1,85	1,65	1,40	1,30	1,15
de	3,25	2,80	2,10	1,75	1,55	1,40	1,25	1,15
L	14,60	12,00	9,75	8,90	8,45	8,00	7,75	7,50

3. <u>Classe E</u> pour les convois dont le poids total en charge de la remorque ou semi-remorque est inférieur ou égal à 400 tonnes,

CONVOI-TYPE E.2F.1



Remorque 20 lignes 2 demi - essieux



Rayon intérieur de giration r minimal : 16 m
Pente maximale admissible : 7 %
Dévers maximal admissible : 8 %

Largeurs d'emprise et débordements en fonction du rayon intérieur de giration

$\ell = \sqrt{(r + 3.2)^2 + 248} - r$

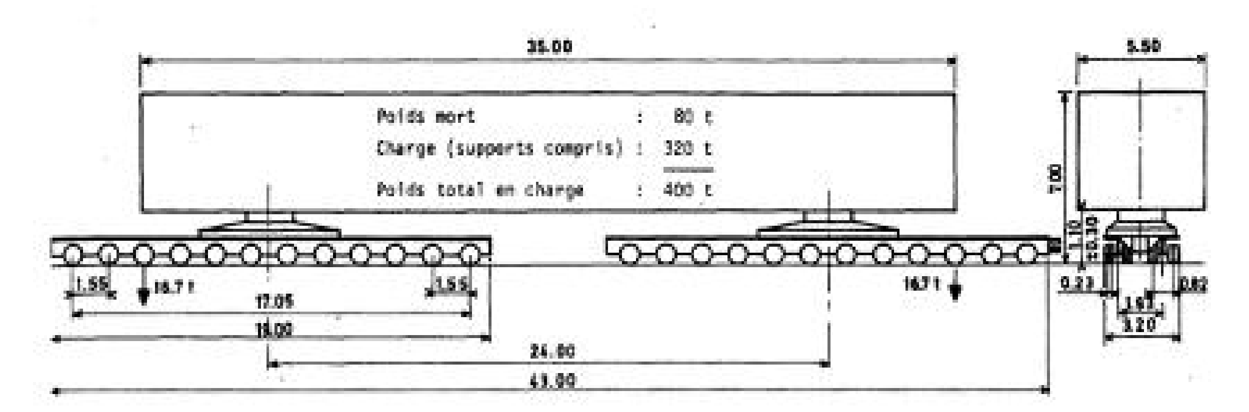
$di = \text{constante} = 1{,}15$

$de = \sqrt{(r + 4.35)^2 + 306} - \sqrt{(r + 3.2)^2 + 248}$

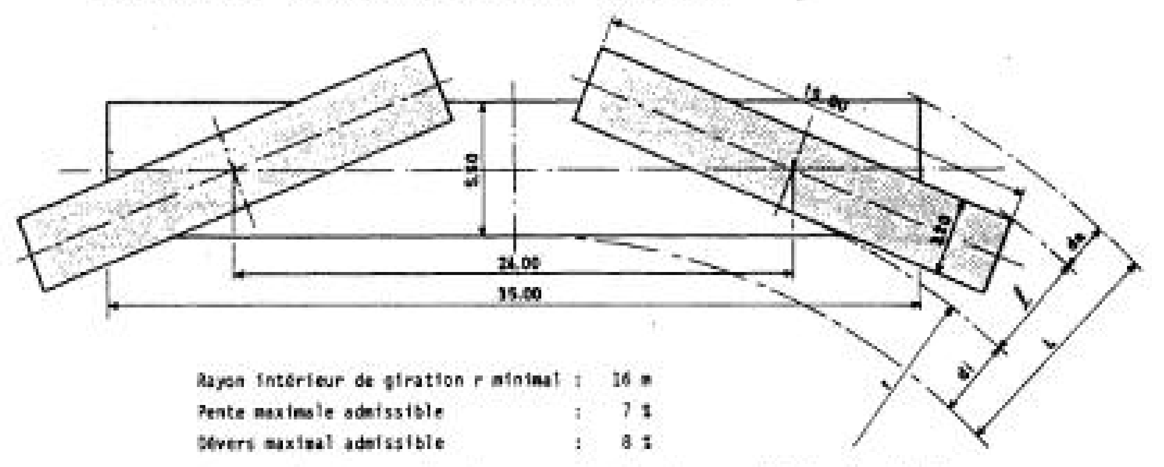
$L = \ell + di + de$

r	16,00	25,00	50,00	75,00	100,00	150,00	200,00	300,00
ℓ	8,85	7,30	5,50	4,75	4,40	4,00	3,80	3,60
de	2,00	1,85	1,60	1,50	1,40	1,35	1,30	1,25
L	12,00	10,30	8,25	7,40	6,95	6,50	6,25	6,00

CONVOI-TYPE E.2F.2 *



Remorque 12 lignes 2 demi-essieux



Largeurs d'emprise et débordements en fonction du rayon intérieur de giration

$$\ell = \sqrt{(r + 3,2)^2 + 90,25} - r$$

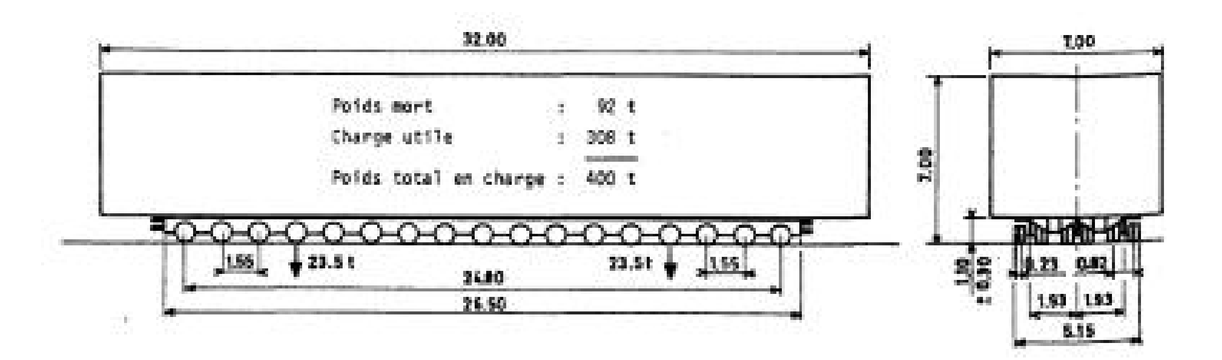
$$di = r + 2,75 - \sqrt{(r + 1,6)^2 - 144}$$

$$de = \sqrt{(r + 5,5\ di)^2 + 306} - \sqrt{(r + 3,2)^2 + 90,25}$$

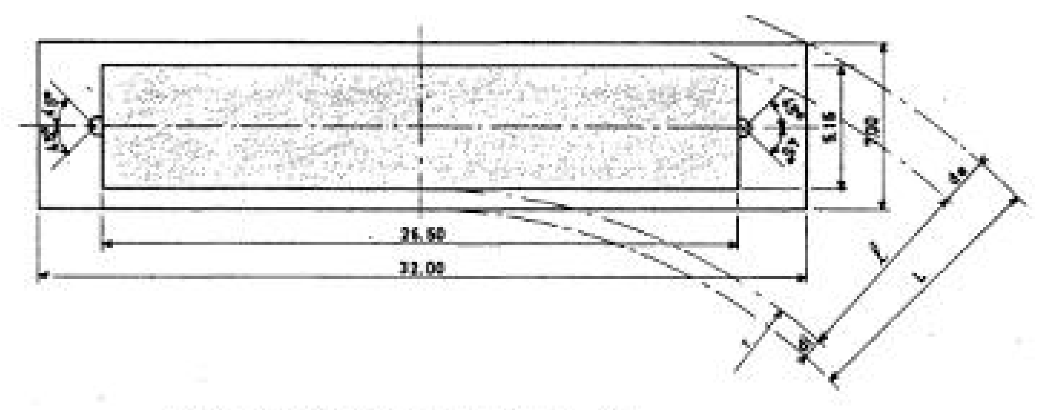
$$L = \ell + di + de$$

r	16,00	25,00	50,00	75,00	100,00	150,00	200,00	300,00
ℓ	5,45	4,75	4,05	3,75	3,65	3,50	3,40	3,35
di	5,90	4,00	2,55	2,10	1,85	1,65	1,50	1,40
de	2,00	2,00	1,75	1,55	1,50	1,35	1,35	1,25
L	13,35	10,75	8,35	7,40	7,00	6,50	6,25	6,00

CONVOI - TYPE E. 3F.1



Remorque 17 lignes 3 demi - essieux



Rayon intérieur de giration r minimal : 15 m
Pente maximale admissible : 7 %
Dévers maximal admissible : 8 %

Largeurs d'emprise et débordements en fonction du rayon intérieur de giration

$$\ell = \sqrt{(r + 5{,}15)^2 + 176} - r$$

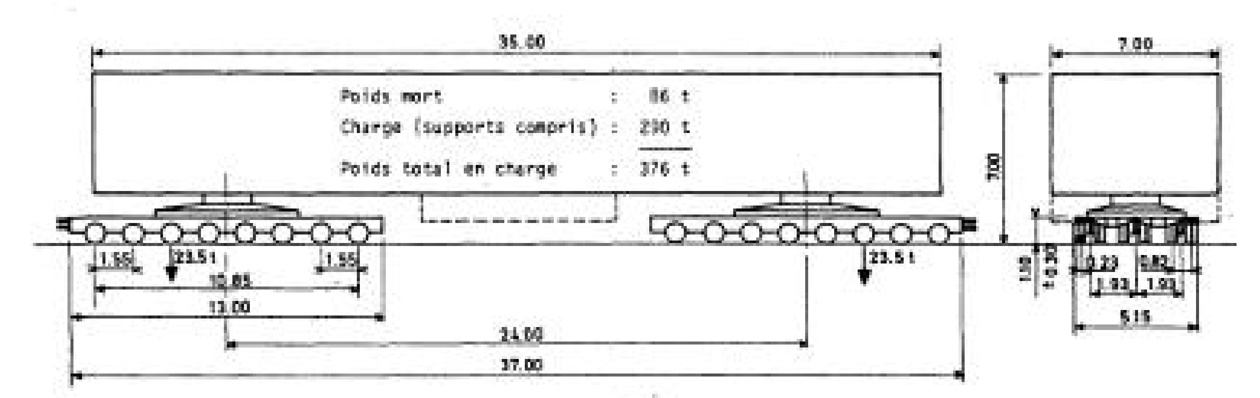
di = constante = 0,925

$$de = \sqrt{(r + 6{,}075)^2 + 256} - \sqrt{(r + 5{,}15)^2 + 176}$$

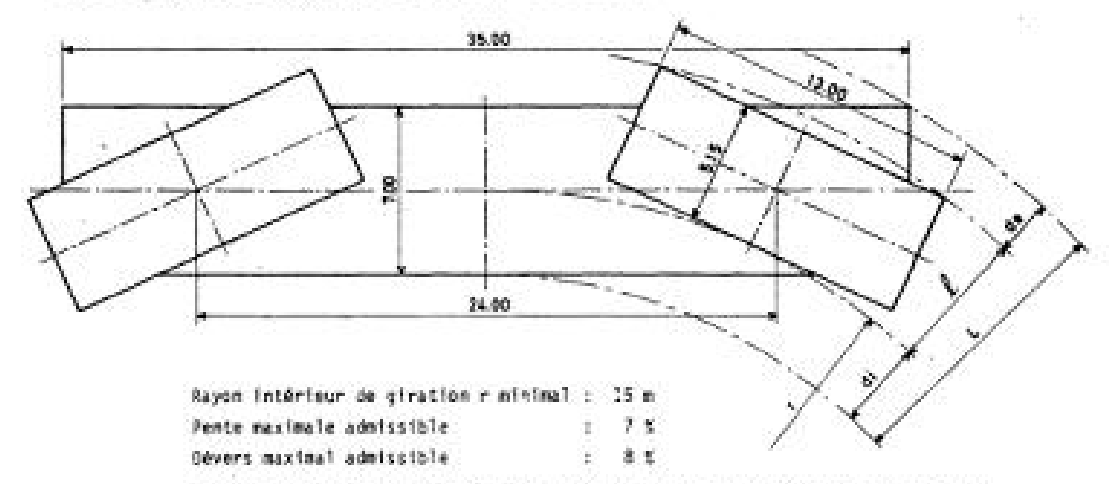
$$L = \ell + di + de$$

r	15,00	25,00	50,00	75,00	100,00	150,00	200,00	300,00
ℓ	9,10	7,95	6,70	6,25	6,00	5,70	5,60	5,45
de	2,36	2,00	1,60	1,40	1,30	1,15	1,10	1,05
L	12,40	10,90	9,25	8,60	8,20	7,80	7,60	7,40

CONVOI - TYPE E.3F.2



Remorque 8 lignes 3 demi - essieux



Largeurs d'emprise et débordements en fonction du rayon intérieur de giration

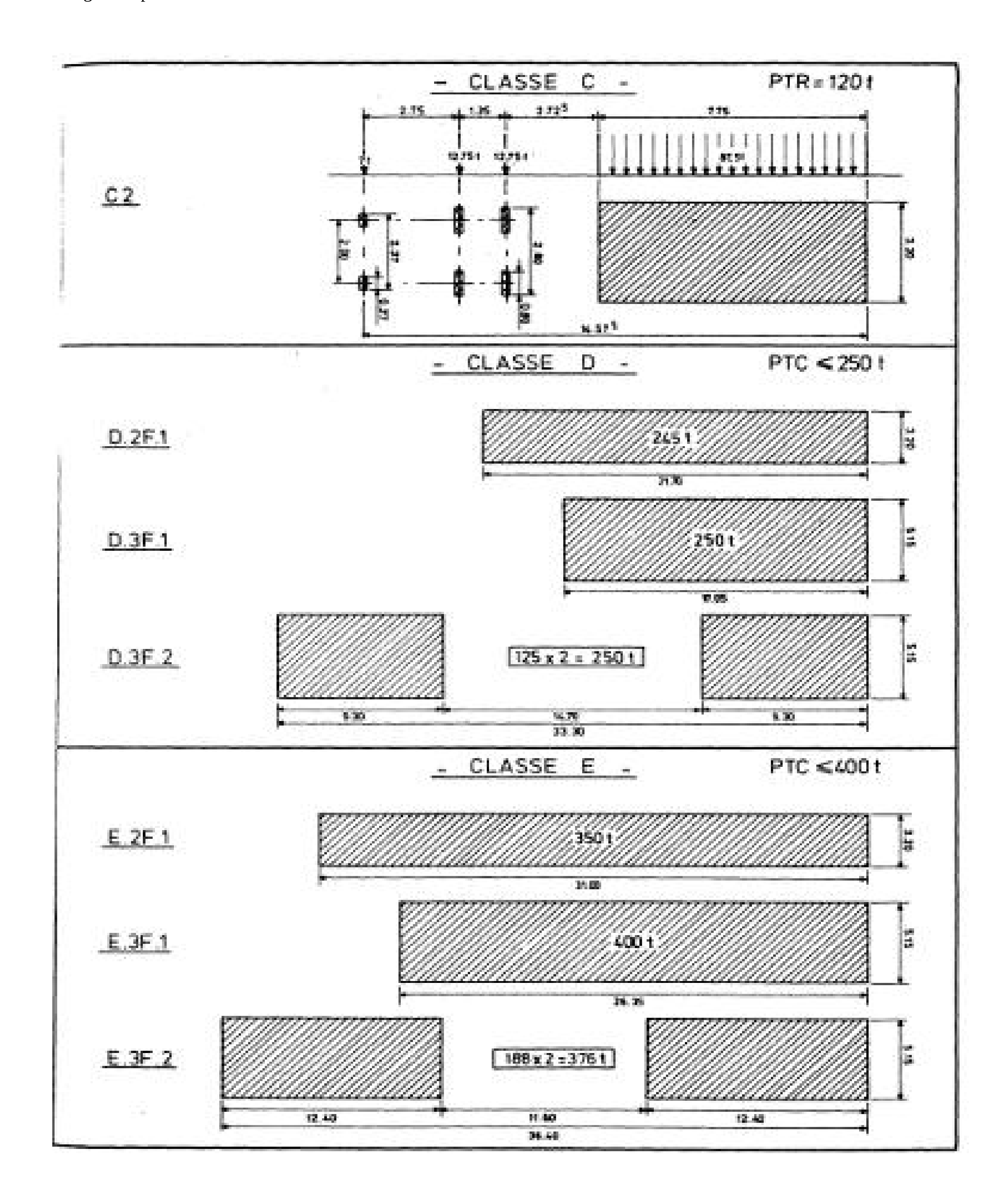
$$\ell = \sqrt{(r + 5{,}15)^2 + 42{,}25} - r$$

$$di = r + 3{,}5 - \sqrt{(r + 2{,}575)^2 - 144}$$

$$de = \sqrt{(r + 7 - di)^2 + 306} - \sqrt{(r + 5{,}15)^2 + 42{,}25}$$

$$L = \ell + di + de$$

r	15,00	25,00	50,00	75,00	100,00	150,00	200,00	300,00
ℓ	6,15	5,85	5,55	5,40	5,35	5,30	5,25	5,20
di	5,65	3,65	2,30	1,85	1,65	1,40	1,30	1,15
de	2,80	2,50	1,90	1,65	1,45	1,30	1,20	1,15
L	14,60	12,00	9,75	8,90	8,45	8,00	7,75	7,50



4. <u>Classe Super E</u> pour les convois dont les caractéristiques sont supérieures au convoi E.

4. Application de la méthode de calcul de Guyon et Massonnet

4.1 Détermination des coefficients de répartition transversale. CRT.

4.1.1 Introduction

Les tabliers des ponts à poutres sont des structures tridimensionnelles pour lesquelles de nombreuses méthodes de calculs classiques ont été proposées. En général, l'étude du tablier est subdivisée en une étude transversale et une étude d'une poutre dans le sens longitudinal. La première étude donne un Coefficient de Répartition Transversale (CRT), qui sera multiplié avec les sollicitations (globales) trouvées dans le sens longitudinal afin d'obtenir les sollicitations (moyennes) d'une poutre.

Les méthodes de calcul proposées sont classées en deux familles, selon que la section transversale peut être considérée comme étant déformable ou indéformable.

4.1.2. Aperçu théorique sur la méthode de Guyon-Massonnet

Lorsque la rigidité torsionnelle des éléments d'un pont ne peut être négligée, la section transversale du pont est considérée comme étant déformable ; C'est alors qu'on utilise la méthode de *Guyon-Massonnet* (développée originalement par *Guyon* en 1946 et mise sous forme de tableaux numériques par *Massonnet* en 1954). Cette méthode est une méthode de calcul de dalles ou de réseaux de poutres.

4.1.3 Principes fondamentaux de la méthode de Guyon-Massonnet

Cette méthode est basée sur deux principes fondamentaux :

A) Le premier principe fondamental est de substituer au pont réel un pont à structure continue qui a les mêmes rigidités moyennes à la flexion et à la torsion que l'ouvrage réel.

B) Le deuxième principe est d'analyser de façon approximative l'effet de la répartition transversale des charges en admettant que cette répartition est la même que si la distribution des charges selon l'axe du pont est sinusoïdale et de la forme :

$$p' = p \times \sin(\pi . x/L) ;$$

Avec : p, constante et L, portée de la travée.

Les calculs peuvent être affinés en développant la charge en série de Fourier en fonction de l'abscisse longitudinale.

5. Paramètres fondamentaux

On considère une travée indépendante, de portée L, de largeur 2b, dont l'ossature est constituée par une poutraison croisée de n poutres longitudinales (portée L, espacement b_1) et de m entretoises (portée 2b, espacement L_1) intermédiaires, disposées transversalement (figure 3.6).

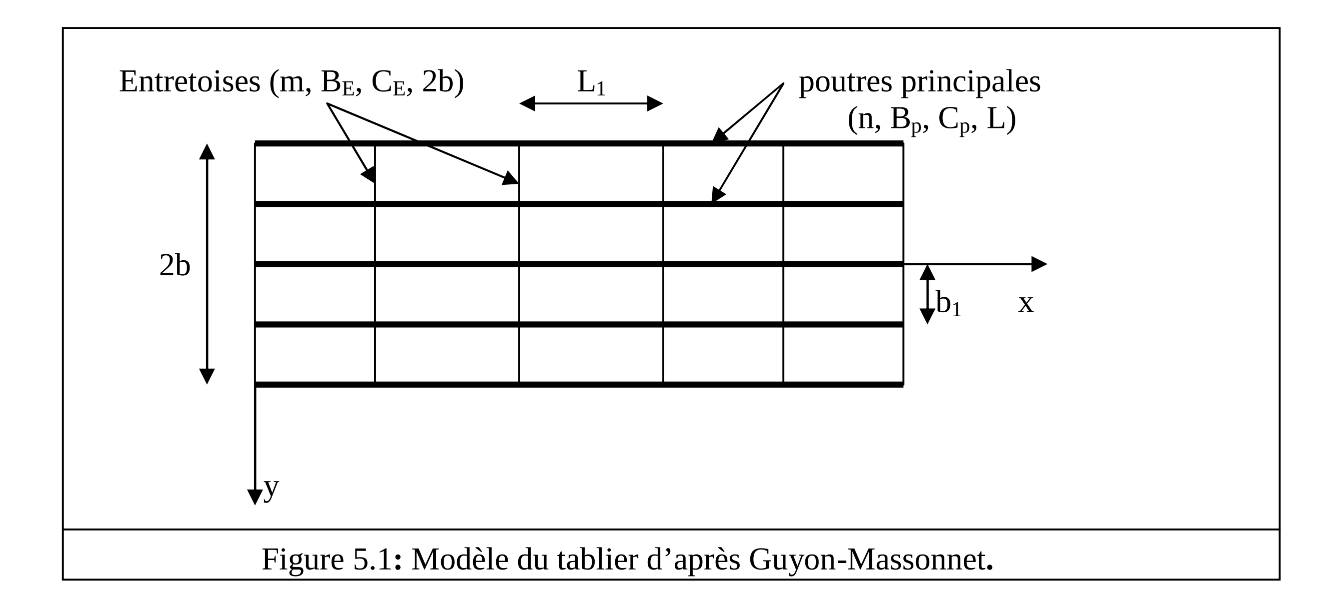


Figure 5.1**:** Modèle du tablier d'après Guyon-Massonnet**.**

Toutes les poutres sont identiques et caractérisées par :

- Leur rigidité à la flexion $B_P = EI_P$.
- Leur rigidité à la torsion $C_P = GK_P$.

De même, toutes les entretoises sont identiques, et également caractérisées par :

- Leur rigidité à la flexion $B_E = EI_E$.
- Leur rigidité à la torsion $C_E = GK_E$.

Avec :

E : module de *Young*.

G : module de torsion; $G = E/2(1+\nu)$ (ν est le coefficient de *Poisson*).

I_P : moment d'inertie de flexion des poutres;

K_P : moment d'inertie de torsion des poutres;

I_E : moment d'inertie de flexion des entretoises;

K_E: moment d'inertie de torsion des entretoises.

Par unité de longueur, ces rigidités deviennent :

- Les rigidités de flexion :

$\rho_P = B_P/b_1 = EI_P/b_1.$

$\rho_E = B_E/L_1 = EI_E/L_1.$

- Les rigidités de torsion :

$\gamma_P = C_P/b_1 = GK_P/b_1.$

$\gamma_E = C_E/L_1 = GK_E/L_1.$

On suppose que le coefficient de *Poisson* du matériau constitutif est nul ($\nu=0$) alors : $G = E/2$.

Donc : $\gamma_P = EK_P/2b_1$ et $\gamma_E = EK_E/2L_1$.

Comme il a été déjà signalé, c'est alors le hourdis qui joue le rôle des entretoises. Dans ce cas, les inerties de flexion et de torsion du hourdis (hauteur: h_d) représentant les entretoises sont : $\rho_E = \gamma_E = Eh_d^3/12$.

Le comportement du pont est complètement défini par les deux paramètres principaux :

5.1 <u>Le paramètre de torsion</u> :

$$\alpha = \frac{\gamma_P + \gamma_E}{2.\sqrt{\rho_P . \rho_E}}$$

5.2 <u>Le paramètre d'entretoisement</u> :

$$\theta = \frac{b}{L}.\sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_E}}$$

<u>N.B</u> :

- Si $\alpha = 0$, $(\gamma_p+\gamma_E) = 0$ => le tablier du pont est formé de poutres dont la résistance à la torsion est négligeable [1].
- Si $\alpha = 1$, $\rho_p = \rho_E = \rho$, $(\gamma_p + \gamma_E) = 2\rho$ => Le pont est <u>une dalle isotrope</u>

Les structures réelles ont généralement un comportement intermédiaire entre ces deux cas particuliers.

- Lorsque le pont est très allongé ou les entretoises sont très rigides, le paramètre fondamental d'entretoisement θ est voisin de zéro.
- Pour ¯ < 0.3, on peut admettre comme titre d'approximation que les entretoises sont infiniment rigides, ce qui correspond à ¯ $\cong 0$ [3]. Dans ce cas on utilise une des méthodes classiques connues par exemple : méthode de Courbon, méthode de Homberg.H, méthode de Donshenko.V.G, méthode de Oulinski.B.E, méthode de torsion uniforme et etc.

- Pour ¯ > 0.3, on fait appel à la méthode de Guyon-Massonnet ou aux autres méthodes, par exemple la méthode de Sements.L.V., la méthode de Lacroix, la méthode de Cart-Fauchart, la méthode de Eugéne et etc.

5.3 Coefficient de Répartition Transversale (C.R.T) et ses propriétés ; [3, 2,1]

Le Coefficient de Répartition Transversale (K) est un coefficient correctif qui tient compte de la répartition transversale des surcharges. Celui-ci montre la proportion des surcharges transmises sur la portion considérée.

5.3.1 Rappel

1ére cas : Sous l'effet de la charge linéaire répartie appliquée sur une parallèle à l'axe x du pont, d'excentricité « e » suivant la loi sinusoïdale :

$$p(x) = p_1.\sin \frac{\circledR .x}{L} \quad \text{(Voir figure 2),}$$

Le tablier du pont prend une déformée en demi-onde de sinusoïde selon l'équation :

$$w(x,y,e) = W(y,e).\sin\frac{\circledR .x}{L}$$

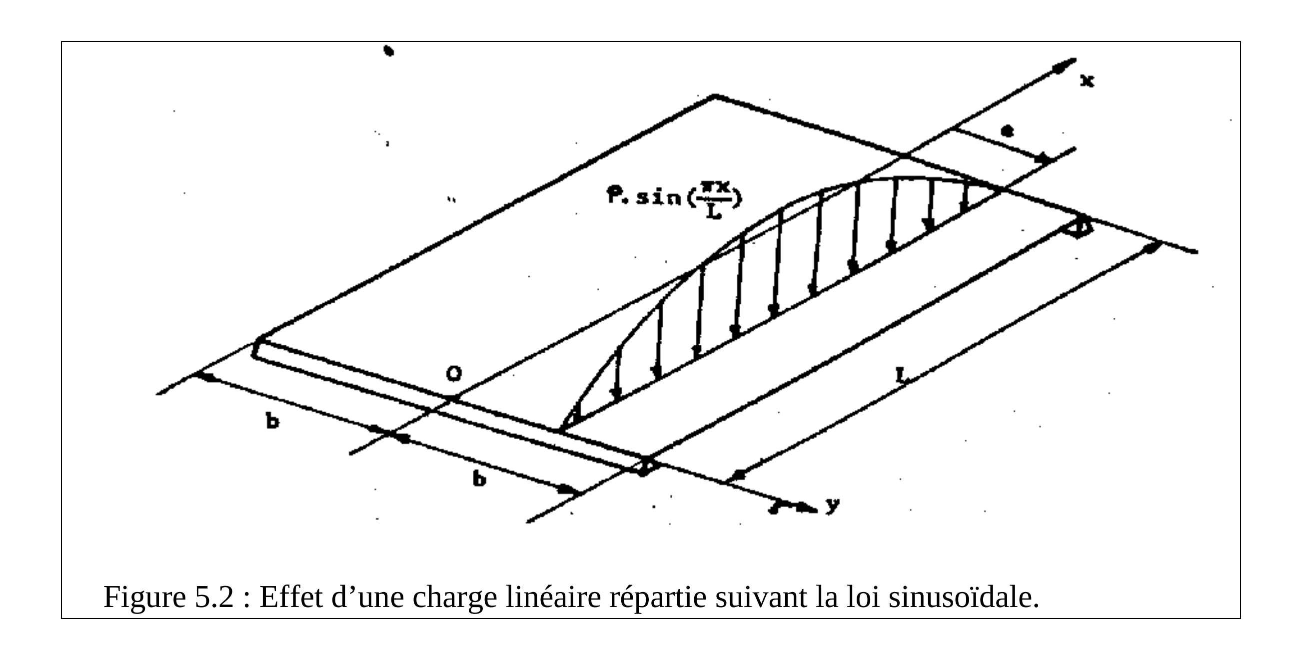


Figure 5.2 : Effet d'une charge linéaire répartie suivant la loi sinusoïdale.

Supposons, si la même charge p(x) repartie uniformément sur la largeur 2b du tablier du pont (tout en restant sinusoïdale dans le sens longitudinal), donc avec la densité $\frac{1}{2b}$ le long de (oy), le tablier prend, dés lors, une déformée en surface cylindrique d'équation :

$$w_0(x) = W_0 . \sin \frac{\pi . x}{L}$$

$$avec \qquad W_0 = \frac{1}{2b} \int_{-b}^{b} W(y,e) dy$$

$$effet : \qquad w_0(x) = \frac{1}{2b} \int_{-b}^{b} W(y,e) \sin \frac{\pi . x}{L} dy$$

$$\Rightarrow w_0(x) = \left[\frac{1}{2b} \int_{-b}^{b} W(y,e)\, dy \right] . \sin \frac{\pi . x}{L}$$

$$\Rightarrow w_0(x) = W_0 . \sin \frac{\pi . x}{L}$$

On définit alors le coefficient K (y,e) par le rapport du déplacement vertical d'un point sous l'effet de la charge linéaire p(x), au déplacement que prendrait ce point si la charge p étant uniformément repartie sur toute la longueur du pont :

$$K(y,e) = \frac{w(x,y,e)}{w_0(x)} = \frac{W(y,e)}{W_0}$$

2[éme]cas : Supposons que le tablier du pont soit soumis à un ensemble des charges « en lame de couteau ».

Tel que :

$$p(x, y) = \sum_{i=1} p_i . \sin \frac{® . x}{L}$$

Ici la charge d'intensité p_i étant placée à l'abscisse e_i selon (o, y).

Comme la déformée du tablier du pont, est égale à la somme des déformées dues à chacune des charges donc d'après le premier cas on a :

$$w(x, y) = \sum_{i=1} w(x, y, e_i)$$

$$\Rightarrow w(x, y) = \sum_{i=1} (P_i . W(y, e_i) \sin \frac{® . x}{L})$$

$$\Rightarrow w(x, y) = [\sum_{i=1} P_i . W(y, e_i)] \sin \frac{® . x}{L}$$

$$\Rightarrow w(x, y) = \sin \frac{® . x}{L} [\sum_{i=1} (P_i . W_0 . K(y, e_i)]$$

$$\Rightarrow w(x, y) = W_0 \sin \frac{® . x}{L} [\sum_{i=1} (P_i . K(y, ei)]$$

Si toutes ces charges étaient réparties sur la longueur, du tablier du pont avec la densité $\frac{\sum_{i=1} P_i}{2b}$, la déformée du tablier a l'expression suivante :

$$W_0(x) = \left\{ \sum_{i=1} p_i \right\} . W_0 . \sin \frac{® . x}{L}$$

$$\Rightarrow W_0 = \frac{W_0(x)}{(\sum_{i=1} Pi) \sin \frac{® . x}{L}}$$

Et par suite :

$$w(x,y) = W_0(x).\frac{\sum_{i=1} p_i.K(y,e_i)}{\sum_{i=1} p_i}$$

Enfin le *Coefficient de Répartition Transversale* (C.R.T**),** « **η** »est donné par l'expression suivante **:**

D'après le principe de la méthode, on considère que : P_i=P=constante.

Par conséquent :

$$\eta = \frac{\sum_{i=1} p_i.K_i}{\sum_{i=1} p_i} = \frac{p.\sum_{i=1} K_i}{\sum_{i=1} p_i} = \frac{p.\sum_{i=1} K_i}{n.p} = \frac{\sum_{i=1} K_i}{n} = \frac{K}{n}$$

$$\Rightarrow \eta = \frac{K}{n}$$

Avec :

K : coefficient déterminé par les tables de Guyon-Massonnet.

n : nombre de poutres principales (nombre de fibres fictives dans le cas des ponts dalles).

Le coefficient K dépend de la valeur: [1]

- Du paramètre fondamental de torsion α.
- Du paramètre fondamental d'entretoisement θ.
- De l'excentricité de la charge « e ».
- De l'ordonnée de la poutre principale considérée « y ».

Si on fait varier α (c'est-à-dire : pour $\alpha \in]0,1[$), le coefficient K obéit avec une approximation à la loi d'interpolation non linéaire, suivante proposée par Massonnet :

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\sqrt{\alpha}$$

Où :

K_0 représente les valeurs de K pour α=0

K_1 représente les valeurs de K pour α=1

Les valeurs **K_0** et **K_1** sont données par les tables de Guyon-Massonnet en fonction de θ, e et y (voir annexe), [3].

C'est-à-dire :

$$\theta : \begin{cases} K_0 = K_0(\theta, e, y); \qquad K_1 = K_1(\theta, e, y) \\ Varie \ de \ 0 \ à \ 1 \quad \rightarrow \quad de \ 0.05 \ en \ 0.05 \\ Varie \ de \ 1 \ à \ 2 \quad \rightarrow \quad de \ 0.10 \ en \ 0.10 \\ Varie \ de \ 2 \ à \ 5 \quad \rightarrow \quad de \ 0.20 \ en \ 0.20 \end{cases}$$

$$e = -b, -\frac{3b}{4}, -\frac{b}{2}, -\frac{b}{4}, 0, \frac{b}{4}, \frac{b}{2}, \frac{3b}{4}, b$$

$$y = 0, \frac{b}{4}, \frac{b}{2}, \frac{3b}{4}, b$$

Pour y < 0 les valeurs sont symétriques.

Pour plus de précision, dans un calcul rigoureux, il est nécessaire d'appliquer les formules établies par Sattler [3], et qui dépendent aussi de la valeur de θ:

$$1 \rightarrow K = K_0 + (K_1 - K_0).\alpha^{0.05} \qquad si \ 0 \le \theta \le 0.1$$

$$2 \rightarrow K = K_0 + (K_1 - K_0).\alpha^{(1-e^{\theta_0})} \qquad si \ 0.1 < \theta \le 1 \ avec \ \theta_0 = \frac{0.065 - \theta}{0.663}$$

$$3 \rightarrow K = K_0 + (K_1 - K_0).\sqrt{\alpha} \qquad si \ \theta > 1$$

5.3.2 Propriétés de K :

1) $K(y,e) = K(e,y)$

2) $\frac{1}{2}K(e=-b) + K(e=-\frac{3b}{4}) + ... + K(e=\frac{3b}{4}) + \frac{1}{2}K(e=b) = 8$

Pour une poutre d'ordonnée y (ou fibre fictive), on procède à une interpolation linéaire entre les valeurs de y données dans les tables de Massonnet. Une interpolation linéaire peut se fait par rapport à θ.

Pour aboutir au coefficient K(e), on trace sa linge d'influence sous forme de diagrammes K=K(e).Puis, on place les surcharges normatives sur cette linge, de telle manière de produire l'effet le plus défavorable comme il est indiqué par les règles de chargement et en respectant les règles d'application, pour chaque surcharge. [4].

6 Calcul des moments d'inertie de flexion et de torsion

6.1 Moment d'inertie de flexion

Pour des sections composées, en vertu du théorème de Hugens de la théorie classique, on peut déterminer les moments d'inertie de flexion, suivant les deux cas ci-dessous : [5].

1er cas : section en T :

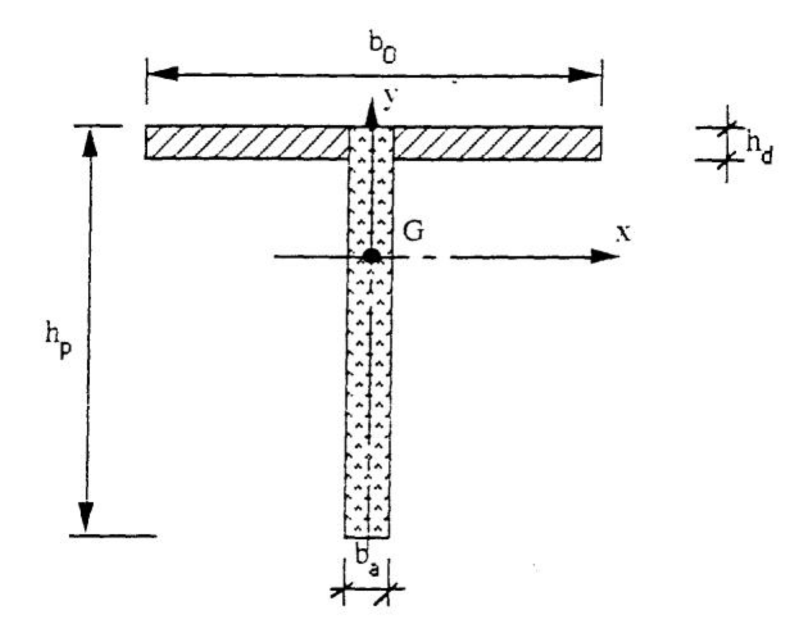


Figure 5.3 : Section de calcul en T sans talon

$$I_P = I_X = \frac{1}{3}\left[(b_0 - b_a).h_d^{\,3} + b_a.h_p^{\,3}\right] - \frac{1}{4}\frac{\left[(b_0 - b_a)h_d^{\,2} + b_a h_p^{\,2}\right]^2}{\left[(b_0 - b_a).h_d + b_a.h_p\right]}$$

2ème cas : section en T avec talon :

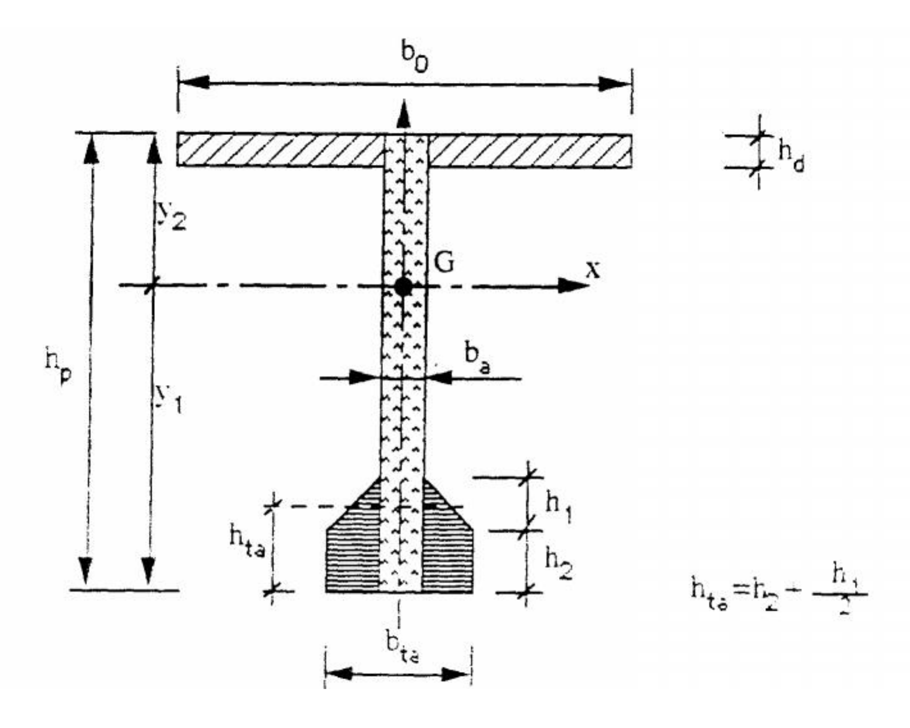


Figure 5.4 : Section de calcul en T avec talon

$$I_P = I_X = \frac{1}{3}\left[b_0.y_1^{\,3} - (b_0 - b_a).(y_2 - h_d)^3 + b_{ta}.y_1^{\,3} - (b_{ta} - b_a)(y_1 - h_{ta})^3\right]$$

Avec : y_1 et y_2 position de centre de gravité G

→ $y_1 = \frac{1}{2}.\frac{b_a.h_p^{\,2} + (b_{ta} - b_a).h_{ta}^{\,2} + (b_0 - b_a).h_d.(2h_p - h_d)}{b_a.h_p + (b_{ta} - b_a).h_{ta} + (b_0 - b_a).h_d}$

→ $y_2 = h_p - y_1$

6.2 Moments d’inertie de torsion

Les moments d’inertie de torsion sont évalués en décomposant la section en rectangles élémentaires et en cumulant les résultats partiels ainsi obtenues.

L’inertie de torsion d’un rectangle de dimensions a et b est donné par la formule suivante, d’après la RDM: (voir figure 5.5)

$$\Gamma = K\left(\frac{b}{a}\right).b.a^3 \quad ; \quad (RDM)$$

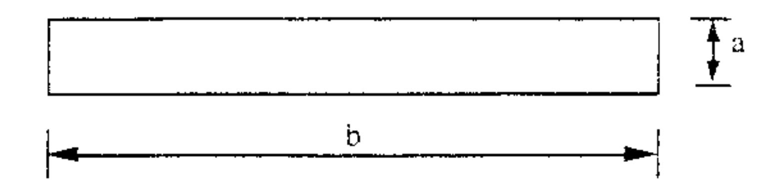


Figure 5.5 : rectangle pour la détermination d'inertie de torsion.

Le coefficient K est une fonction du rapport $\left(\frac{b}{a}\right)$ dont quelques valeurs particulières sont données au tableau ci-dessous :

b/a	1.00	1.20	1.50	1.75	2.00	2.25	2.50	3.00	4.00	5.00	10.0	∞
K	0.141	0.166	0.196	0.213	0.223	0.240	0.249	0.263	0.281	0.292	0.312	0.333

Tableau 5.1 : valeurs particulières de la fonction K.

Pour les valeurs finies du rapport $\frac{b}{a} = R$ le programme des calculs sur ordinateur utilise la formule empirique suivante :

$$K = \frac{1}{3} - \left(0.051 + \frac{0.168}{R}\right) e^{-0.13.R}$$

Pour plus de précision, on utilise l'expression proposée par Mr Sâada :

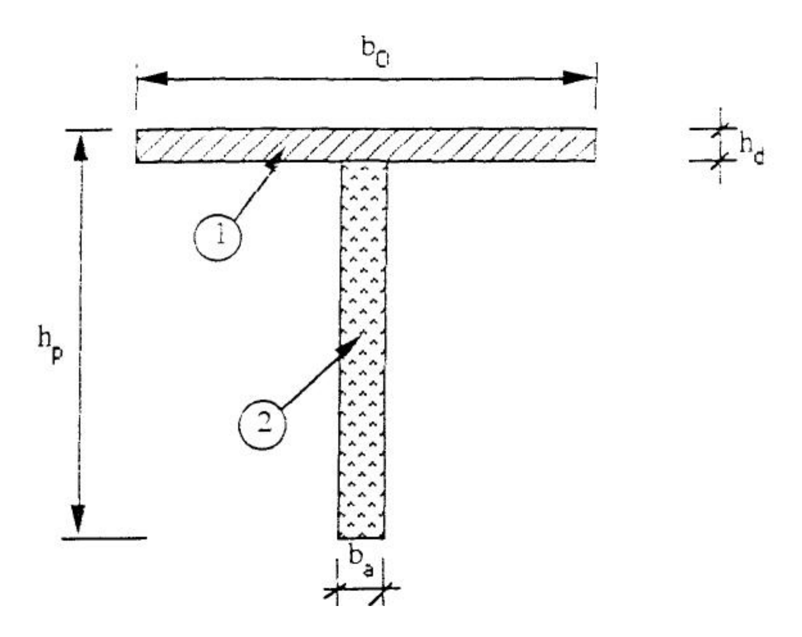
$$K = \frac{1}{3} - \frac{64}{\text{®}^{5}} . \frac{a}{b} tgh\left(\frac{\text{®}}{2} . \frac{b}{a}\right)$$

Pour tenir compte de l'analogie de la membrane, les deux corrections suivantes (VIPP) ont été apportées à l'application de la formule (RDM):

- Pour l'âme des poutres et la nervure des entretoises, le coefficient K est calculé avec **une hauteur double** de la hauteur réelle.
- Pour le hourdis, la valeur à retenir n'est que **la moitié** de celle donnée par la formule (RDM).

N.B : Les inerties de flexion et de torsion tiennent compte des parties du hourdis associées aux poutres et aux entretoises.

1[er]<u>cas</u> : section en T : elle est décomposée en deux éléments



<u>Figure 5.6 : section de calcul en T sans talon ; pour calculer le moment d'inertie de torsion.</u>

Le moment d'inertie de torsion par élément est :

$$\Gamma_1 = \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{3} . b_0 . h_d^{\ 3}$$

$$\Gamma_2 = K . \left(\frac{2.(h_p - h_d)}{b_a} \right) . (h_p - h_d) . b_a^{\ 3}$$

Le moment d'inertie de la section est la somme de deux moments d'inertie Γ_1 et Γ_2

$K_P = \Gamma_1 + \Gamma_2$

$$¥_p = K_p . \frac{E}{2b_1} = (\Gamma_1 + \Gamma_2) . \frac{E}{2b_1}$$

2[ème] cas : Section en T avec talon : la section est décomposée en trois éléments

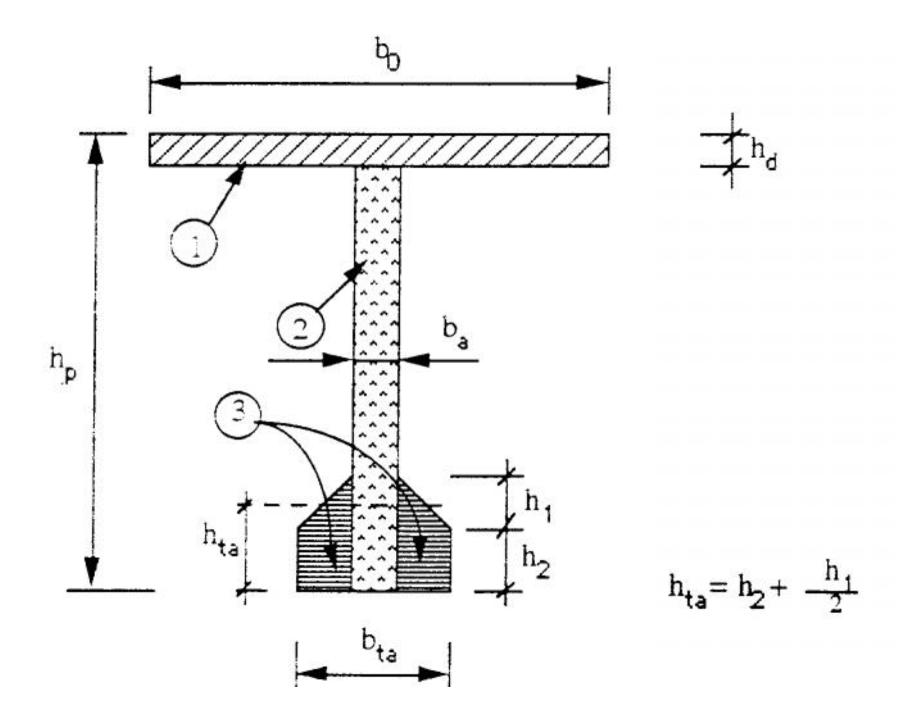


Figure 5.7 : section en T avec talon pour calculer le moment d'inertie de torsion

Le moment d'inertie de torsion par élément est :

$$\Gamma_1 = \frac{1}{2}.\frac{1}{3}.b_0.h_d^{\ 3}$$

$$\Gamma_2 = K.\left(\frac{2.(h_p - h_d)}{b_a}\right).(h_p - h_d).b_a^{\ 3}$$

$$\Gamma_3 = K.\left(\frac{b_{ta} - b_a}{h_{ta}}\right).(b_{ta} - b_a).h_{ta}^{\ 3}$$

Le moment d'inertie de la section est la somme des trois moments d'inertie :

$K_p = \Gamma_1 + \Gamma_2 + \Gamma_3$

$$¥_p = K_p.\frac{E}{2b_1} = (\Gamma_1 + \Gamma_2 + \Gamma_3).\frac{E}{2b_1}$$

6.3 Utilisation pratique de la méthode de Guyon-Massonnet ; [1]

La méthode de Guyon-Massonnet considère une structure comprenant des poutres principales et des entretoises, mais les entretoises ne sont pas supposées infiniment rigides. A la limite, il est possible d'appliquer la méthode à un tablier de ponts à poutres sans entretoises intermédiaires (conception nouvelle) : *c'est alors l'hourdi qui joue le rôle des entretoises*. Dans ce cas, on fait les calculs par mètre linéaire et les inerties de flexion et de torsion du hourdi représentant les entretoises sont :

$$\text{¥}_E = \Gamma.\frac{E}{2.1} = \frac{1}{2}.\frac{1}{3}.1.h_d^{\,3}.\frac{E}{2} = \frac{Eh_d^{\,3}}{12}$$

$$\text{°}_E = \frac{E.h_d^{\,3}}{12.(1-\text{¬}^2)} = \frac{E.h_d^{\,3}}{12}$$

On déduit de ceci que :

$$\text{¥}_E = \text{°}_E = E.\frac{h_d^{\,3}}{12}$$

Lorsque le tablier est continu, la méthode de Guyon-Massonnet est applicable à condition de remplacer la travée considérée par un tablier fictif, appuyé en ses deux extrémités, et présentant la même flèche élastique que le tablier réel soumis sous une charge concentrée appliquée au milieu de la travée.

La méthode de Guyon-Massonnet conduit à des résultats corrects pour les ponts-dalles biais à condition que le biais soit supérieur à 65 grades. On fait alors les calculs avec la portée et la largeur biais du tablier.

7 Calcul des sollicitations

7.1 Charges permanentes

La valeur de la charge permanente, g_{per} est évaluée comme la somme des poids des éléments suivants :

7.1.1 Charge due au poids propre de la poutre principale:

$$g_{per} = S_{moy} \times ¥_b$$

Avec :

- $¥_b$ = 2.5 t/m^3 : masse volumique du béton
- S_{moy} : Section de la poutre principale

$\Rightarrow$ g_p = t/ml

7.1.2 Poids propre du hourdis :

$g_h = (h_d \times b_0) \times \gamma_b$

Avec :

h_d : Epaisseur de la dalle de couverture (hourdis)

b_0 : Entraxe de deux poutres adjassantes

$\Rightarrow$ g_h = t/ml

7.1.3 Charge due à la superstructure :

La superstructure est composée par les éléments suivants :

7.1.3.1 Le revêtement (étanchéité+roulement) :

- g_{rev} : poids du revêtement $\Rightarrow$ $g_{rev} = g_{roulement} + g_{étanchéité}$

Avec :

- $g_{roulement}$: poids propre de la couche de roulement
- $g_{étanchéité}$: poids propre de la couche d'étanchéité

$\Rightarrow$ $g_{roul} = (h_{roul} \times ¥_{roul} \times b_0) \times 1.4$

$\Rightarrow$ $g_{étanch} = (h_{e\tan} \times ¥_{é\tan} \times b_o) \times 1.3$

Ces deux charges sont majorées par des coefficients de sécurité (la couche d'étanchéité est majorée par 1,2 et la couche de roulement est également majorée par 1,4).

$\Rightarrow$ $g_{rev} = g_{roul} + g_{étanch}$ $\Rightarrow$ g_{rev}= t/ml

7.1.3.2 Dispositif de sécurité :

Par exemple :

Barrière BN4 :	g_{BN4} =	0,065 t/ml
Glissière de sécurité :	g_g =	t/ml
Longrine supportant la glissière :	g_L =	t/ml

7.1.3.3 Corniches : g_{cor} = t/ml

7.1.3.4 Caillebotis : g_{caill} = t/ml

Charge de la superstructure ⇒ g_{st} = t/ml

Charge totale permanente Ĝ g_{per} = t/ml

NB : Les coefficients de pondération à l'ELS et à l'ELU sont respectivement 1 et 1,35.
La charge permanente ne se répartie pas transversalement donc le CRT est égal à 1.

7.1.3.5 Trottoirs: (avec tous ses différents éléments).

7.2 Calcul des sollicitations l'effet des charges statiques

7.2.1 Moments fléchissants :

Le problème de calcul des moments fléchissants se réduit à la détermination des sollicitations d'une charge répartie g_{per} sur toute une poutre simplement appuyée.

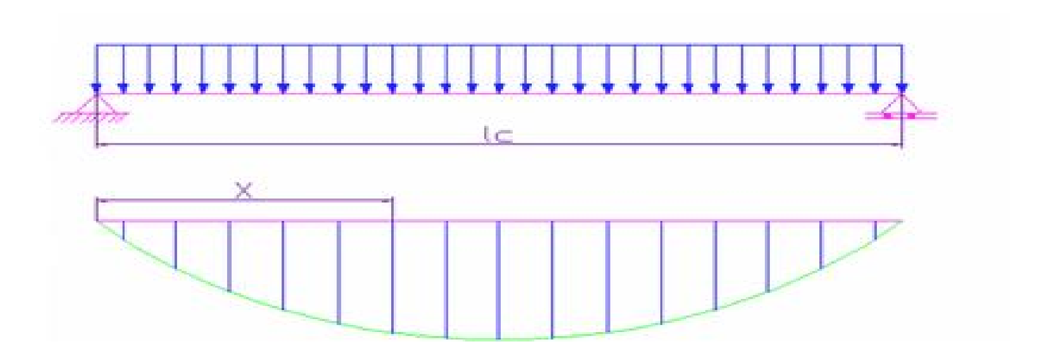


Figure 7.1 : Chargement de la ligne d'influence des moments fléchissants sous l'effet de la charge permanente g^{per}

A partir du diagramme des moments fléchissants sous l'effet de g_{per} on peut déterminer les moments fléchissants aux sections critiques : x=0, x=l_c/8, l_c/4 et l_c/2.

<u>Le moment fléchissant</u> M_x^{per} a pour expression :

$$M_x^{per} = \gamma_G.\ g_{per}.\ x.\frac{L_c - x}{2}$$

D'où les résultats se récapitulent dans le tableau ci-dessous :

x		0	$L_c/8$	$L_c/6$	$L_c/4$	$L_c/2$
M_x^{per} (KN.m)	*ELU*					
	ELS					

Tableau 7.1 : Les valeurs des moments fléchissants aux sections critiques sous l'effet la charge permanente g^{per}

7.2.1 Efforts tranchants:

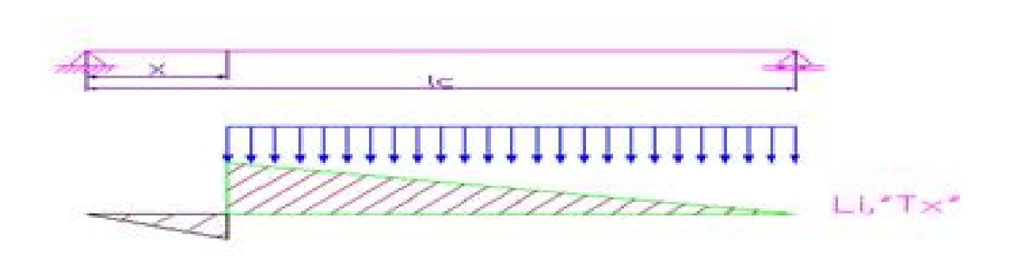


Figure 7.1 : Chargement de la ligne d'influence des efforts tranchants sous l'effet de la charge permanente g^{per}

L'effort tranchant a pour expression :

$$T_x^{per} = \gamma_G.g_{per}\left(\frac{L_c}{2} - x\right)$$

D'où les résultats se récapitulent dans le tableau ci-dessous :

x		0	$L_c/8$	$L_c/6$	$L_c/4$	$L_c/2$
T_x^{per} (KN)	*ELU*					
	ELS					

Tableau 7.2 : Les valeurs des efforts tranchants aux sections critiques sous l'effet la charge permanente g^{per}

8 Calcul des sollicitations sous l'effet des charges mobiles

(En utilisant les lignes d'influence)

8.1 Détermination de la charge A_L:

- $A_L = 2{,}3 + \dfrac{360}{L+12}$ (KN/m²)
- $a_2 = \dfrac{V_0}{V}$

Avec :

$V_0 =$ (m) ; (qui dépend de la classe de pont, voir le tableau ci-dessus) ;

$V = \dfrac{L_{ch}}{N_V}$

- $A_2 = A_L \times a_2 \times a_1$
- $q_{AL} = A_2 \times L_{AL}$
- Les coefficients de pondération des charges A_L

$\gamma_{Q1} = 1.2$ à l'ELS

$\gamma_{Q1} = 1.6$ à l'ELU

D'où les résultats se récapitulent dans le tableau ci-dessous :

L_c (m)	a_2	a_1	L_{AL} (m)	A_L (t/m²)	A_2 (t/m²)	q_{AL} (t/m)	η_{AL}

Tableau 8.1 : Les valeurs des différents paramètres de la surcharge A_L aux sections critiques

8.1.1 Moments fléchissants :

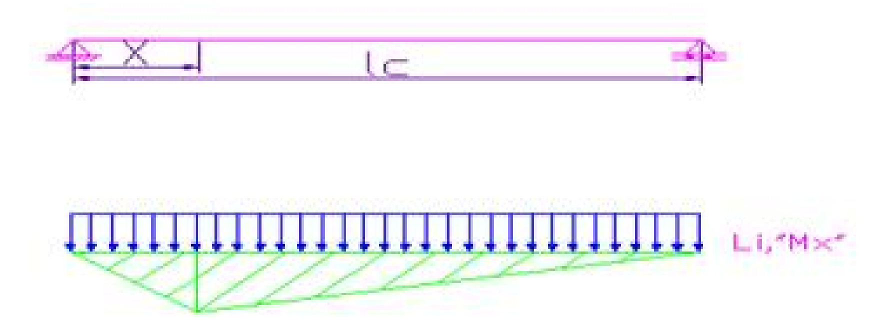


Figure 8.1 : Chargement de la ligne d'influence des moments fléchissants sous l'effet de la charge A_L

Ces moments sont calculés à l'aide de leurs lignes d'influence (Li) dans la section considérée en disposant la surcharge AL dans le sens longitudinal de la manière la plus défavorable.

Le moment fléchissant sous l'effet des charges A_L a pour expression :

$$M_x^{AL} = \gamma_{Q1}\ ¦_{AL}\ q_{AL}\ \frac{x(L_c - x)}{2}$$

D'où les résultats se récapitulent dans le tableau ci-dessous:

x		0	$L_c/8$	$L_c/6$	$L_c/4$	$L_c/2$
M_x^{al} (KN.m)	*ELU*					
	ELS					

Tableau 8.2 : Les valeurs des moments fléchissants sous l'effet de la charge A_L aux sections critiques

8.1.2 Efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont calculés à partir de leurs lignes d'influence comme le montre la figure ci-dessous :

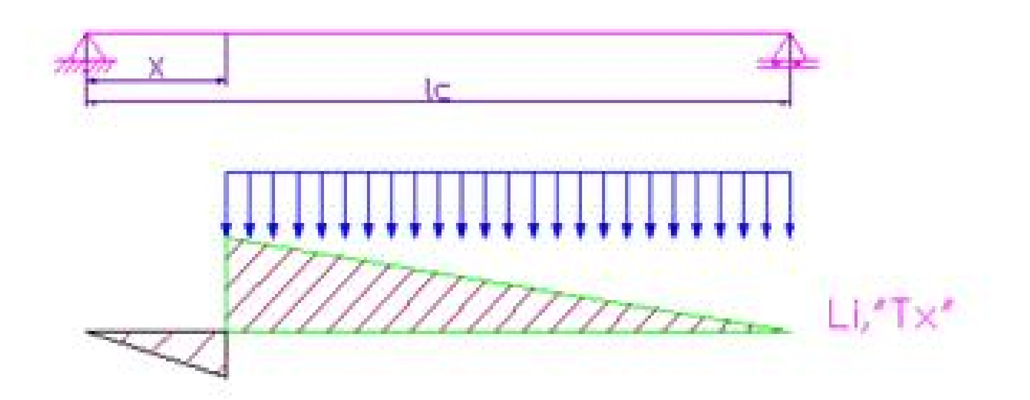


Figure 8.2 : Chargement de la ligne d'influence des efforts tranchants sous l'effet de la charge A_L

L'effort tranchant dans une telle section, sous l'effet de la charge A_L est :

$$T_x^{AL} = \gamma_{Q1}.\eta_{Al}.q_x^{AL}.w_{AL}$$

Telles que :

- $q_x^{Al} = a_1 a_2 (2.3 + \frac{360}{(L_c - x) + 12}) L_{AL}$

- $W_{AL} = \frac{(L_c - x)^2}{2L_c}$

D'où les résultats se récapitulent dans le tableau ci-dessous:

x		0	Lc/8	Lc/6	Lc/4	Lc/2
T_x^{Al} (KN)	ELU					
	ELS					

Tableau 8.2 : Les valeurs des efforts tranchants sous l'effet de la charge A_L aux sections critiques

8.2 Charge Bc:

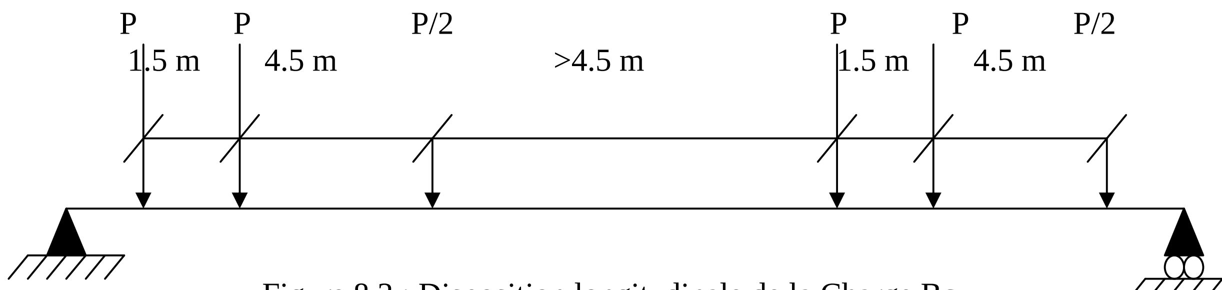


Figure 8.3 : Disposition longitudinale de la Charge Bc

8.2.1 Détermination du coefficient de majoration dynamique ₵B :

$$₵_B = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4G/S}$$

Avec :

- L : longueur de la travée ; L = Lc = m
- G : poids total de cette travée.
- S : poids total le plus élevé du système B placé sur la travée (en tenant compte du b_c et b_t)
- L =G = $G_{per} \times L_c$ =
- S = sup (S_{Bc}, S_{Bt}, S_{Br}) = S_{Bc}

D'où:

$S_{Bc} = b_c \cdot N_f \cdot P_{long}$

$\Rightarrow ₵_{Bc} =$

8.2.2 Détermination du coefficient bc :

On doit multiplier la valeur de la charge par le coefficient **bc** qui dépend du nombre de file et de la classe du pont.

D'où :

$\Rightarrow$ **bc =**

δ_B	bc	¦ $_{Bc}$

Tableau 8.3 : Les valeurs des coefficients δ_{B} , bc, et ¦ $_{Bc}$

- *Coefficient de pondération de la charge* B_C :

  γ_{Q1}= 1.2 à l'ELS

  γ_{Q1}= 1.6 à l'ELU

8.2.2 Moments fléchissants :

Ces moments sont calculés à l'aide de leurs lignes d'influence (Li) dans la section considérée en plaçant la surcharge B_C dans le sens longitudinal de la manière la plus défavorable.

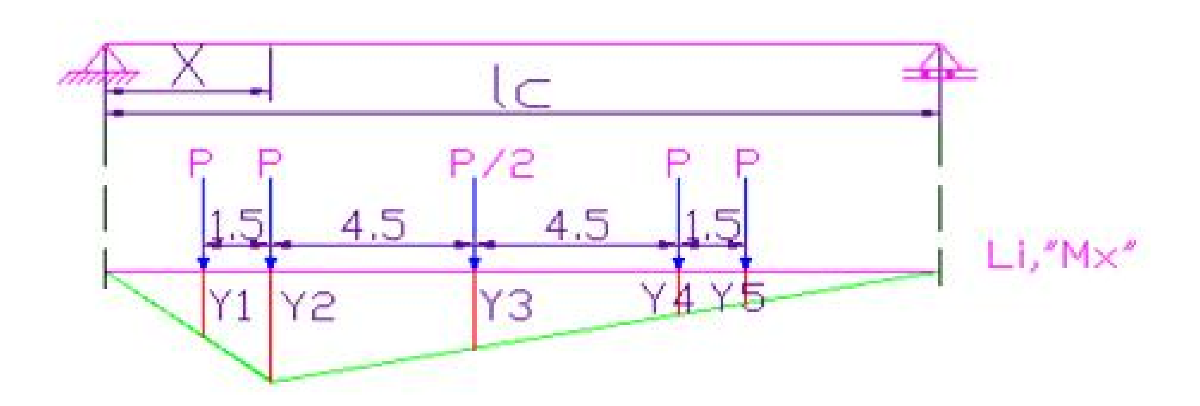


Figure 8.4 : Chargement de la ligne d'influence des moments fléchissants sous l'effet de la charge B_C

Le moment fléchissant est déterminé par la formule suivante :

$$M_x^{Bc} = \gamma_{Q1} \text{ ¦}_{Bc} \, \delta_{Bc} \, bc \sum P_i Y_i$$

8.2.2 Efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont calculés à partir de leurs lignes d'influence comme le montre la figure suivante :

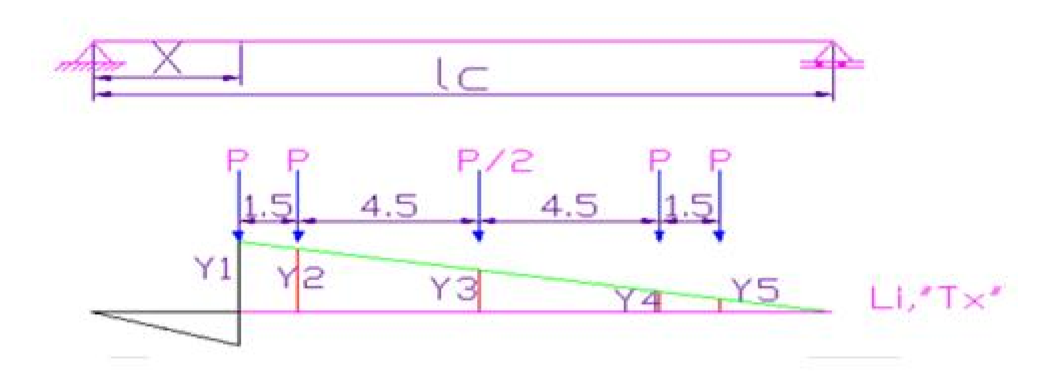


Figure 8.5 : Chargement de la ligne d'influence des efforts tranchants sous l'effet de la charge B_C

L'effort tranchant est déterminé par :

$$T_x^{Bc} = ¥_{Q1} . ¦_{Bc} . ¢_{Bc} b_c \sum P_i y_i$$

x		0	Lc/8	Lc/6	Lc/4	Lc/2
M_x^{Bc} (KN.m)	ELU					
	ELS					
T_x^{Bc} (KN)	ELU					
	ELS					

Tableau 8.4 : Les valeurs des moments fléchissants et des efforts tranchants sous l'effet de la charge B_C aux sections critiques

8.3 Charge militaire Mc 120 :

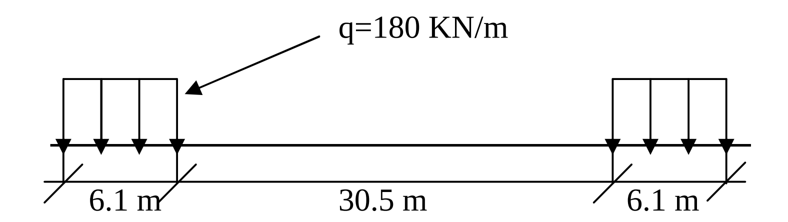


Figure 8.6 : Disposition longitudinale de la Charge militaire Mc 120

8.3.1 Moments fléchissants :

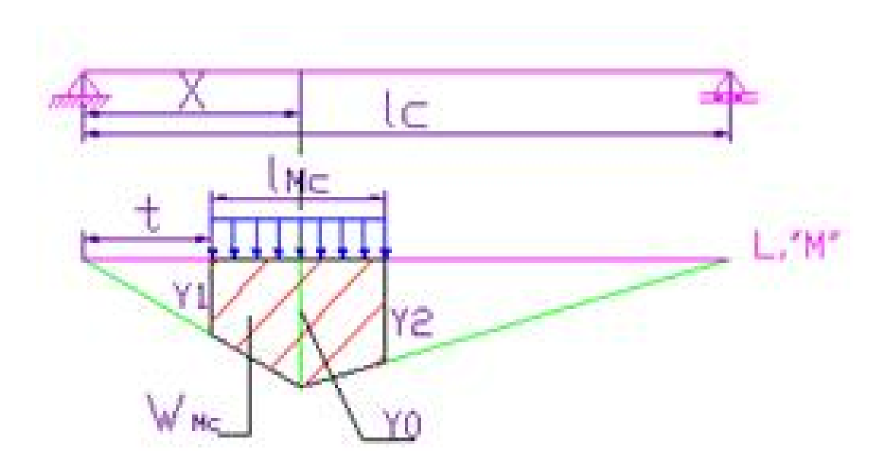


Figure 8.7 : Chargement de la ligne d'influence des efforts tranchants sous l'effet de la charge M_{C120}

Ces moments sont calculés à l'aide de leurs lignes d'influence (Li) dans la section considérée en plaçant la surcharge M_{C120} dans le sens longitudinal de la manière la plus défavorable

Le moment fléchissant est déterminé par la formule suivante :

$M_x^{Mc} = \gamma_{Q1}.\eta_{Mc}.\delta_{Mc}.q.\omega$

Avec : w : aire de la Li correspondante à la charge M_{C120}

8.3.2 Efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont calculés à partir de leurs lignes d'influence comme le montre la figure suivante :

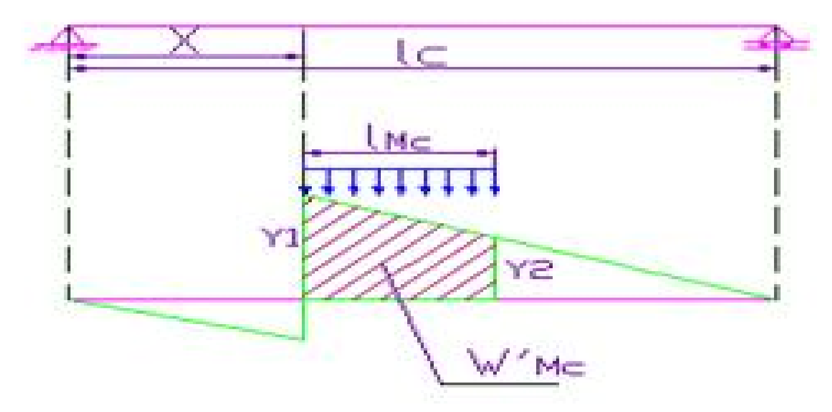


Figure 8.8 : Chargement de la ligne d'influence des efforts tranchants sous l'effet de la charge M_{C120}

L'effort tranchant est déterminé par :

$T_x^{Mc} = \gamma_{Q1}.¦_{Mc}.\delta_{Mc}.q.\omega$

x		0	Lc/8	Lc/6	Lc/4	Lc/2
M_x^{Mc120} (kN.m)	ELU					
	ELS					
T_x^{Mc120} (kN)	ELU					
	ELS					

Tableau 8.4 : Les valeurs des moments fléchissants et des efforts tranchants sous l'effet de la charge M_{C120} aux sections critiques

ETUDE DE LA FLEXION GLOBALE DU HOURDIS

I Introduction :

L'étude de la flexion globale se base sur la méthode de Guyon et Massonnet qui donne la valeur du moment fléchissant dans une entretoise par la formule suivante :

$$My(x,y) = \frac{b}{8} \cdot \sum_{n=1}^{\infty} «_n \cdot q_n \cdot \sin\left(\frac{n® \cdot x}{l_c}\right)$$

Avec :

b : demie largeur active du pont : $b = \frac{L_u}{2} = 7{,}25m$

- $«_n$ - coefficient de Guyon et Massonnet.
- q_n - charge appliquée en forme de la lame de couteau.
- L_c - longueur de calcul

Comme le moment maximum est au centre de la dalle alors

$$x = \frac{L_C}{2} = 17.975 \text{ m} \quad \Rightarrow \sin\left(\frac{n®x}{l_c}\right) = \sin\left(\frac{n®}{2}\right)$$

Si n : impair $\sin\left(\frac{n®}{2}\right) = \pm 1$

n : pair $\sin\left(\frac{n®}{2}\right) = 0$

Donc on ne retient que les nombres de n impairs, on peut se contenter des trois premiers termes (1,3 et 5)

$$\Rightarrow My = \frac{b}{8} \cdot («_1 \times q_1 - «_3 \times q_3 + «_5 \times q_5)$$

On doit donc déterminer les charges q_1 et q_2 tout en considérant l'effet des charges :

- Charge g^{n}_{per}.
- q_{tr}, M_{c120}.
- B_c, B_t et B_r

Puis on détermine les coefficients $«_n$

II - Détermination des coefficients « :

Le coefficient $«_n$ dépend de :

- paramètre de torsion α .
- la valeur du paramètre d'entretoisement θ .
- l'ordonnée de la fibre considérée du hourdis y.
- la position de la charge, e.

2-1 Courbe $«_1$ et de $«_3$ en fonction de

b = m => $\frac{b}{4} = m$

Le paramètre de torsion α = …

D'ou l'interpolation sur α est :

$$« = «_0 + («_1 - «_0)\sqrt{\sim}$$

$$«_{\sim} = y«_{(\sim=0)} + z.«_{(\sim=1)}$$ (Par exempne)

En ce qui concerne θ , on détermine ceux du 1er et du 3^{éme} harmonique, à savoir :

$\theta_1 = \frac{b}{L_C} =$ pour le calcul de μ_1.

$\theta_3 = \frac{3 \times b}{L_C}$ pour le calcul de μ_3

Une interpolation linéaire est nécessaire pour θ_1 = …. entre θ= …. et θ= …..

¯ = 0.25

e		-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0
$\theta = 0.2$	$\mu_{(\alpha=0)}\,10^4$	-2486	-1244	-1	1244	2491
	$\mu_{(\alpha=1)}\,10^4$	-1868	-987	-61	856	2116
	$\mu_1\,10^4$	-2164,64	-1110,36	-32,2	1094,24	2296
$\theta = 0.3$	$\mu_{(\alpha=0)}\,10^4$	-2430	-1220	-7	1217	2457
	$\mu_{(\alpha=1)}\,10^4$	-1401	-787	-102	734	1820
	$\mu_1\,10^4$	-1894,92	-994,84	-56,4	965,84	2125,76
$\mu_1\,10^4$		-2029,78	-1052,6	-44,3	1030,04	2210,88

Une interpolation linéaire est nécessaire pour $\theta_3 = 0.605$ entre $\theta = 0.6$ et $\theta = 0.7$

$$\text{«}_{(^{-}=0.76)} = \text{«}_{(^{-}=1)} + \frac{0.605-0.6}{0.7-0.7}\left(\text{«}_{(^{-}=0.7)} - \text{«}_{(^{-}=0.6)}\right)$$

¯ = 0.605

e		-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0
$\theta = 0.6$	$\mu_{(\alpha=0)}\,10^4$	-1690	-903	-77	864	1999
	$\mu_{(\alpha=1)}\,10^4$	-525	-379	-152	201	1191
	$\mu_3\,10^4$	-1084,2	-630,52	-116	519,24	1578,84
$\theta = 0.7$	$\mu_{(\alpha=0)}\,10^4$	-1296	-733	-113	675	1753
	$\mu_{(\alpha=1)}\,10^4$	-379	-299	-150	208	1057
	$\mu_3\,10^4$	-819,16	-507,32	-132,24	432,16	1391,08
$\mu_3\,10^4$		-660,136	-433,4	-141,984	379,912	1278,424

Les valeurs des μ_1 et μ_3 en fonction de l'excentricité e :

En résumé on représente la variation de μ_1 et μ_3 en fonction de e comme le montre le tableau suivant :

e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	
$\mu_1\,10^4$	-2029.7	-1052.6	-44.3	1030.04	2210.88	**Symétrique**
$\mu_3\,10^4$	-660.136	-433.4	-141.984	379.912	1278.424	

Ainsi la tracée des courbe $\mu_1 = f(e)$ et $\mu_3 = f(e)$ sur le même figure avec la même échelle

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU PONT :

L_{ch} = L_r = 12.5 m
N_v = 4 voies
V = 3.125m et b=7.25 m

$L_r \geq 7m$ => Pont de la 1ère classe

III Détermination des moments globaux :

3-1 charge permanente :

Transversalement :

On charge toute la largeur transversale puisque cette charge existe toujours. Vue que cette charge est uniformément répartie on détermine les coefficients μ_1 et μ_3 en prenant les différents surfaces positives et négatives.

On prend l 'avantage de la symétrie en traitant deux fois la moitié

$$\mu_1 = 2\left(\frac{1}{2}\cdot\mu_1(e=-b)+\mu_1\left(e=-\frac{3b}{4}\right)+\mu_1(e=-\frac{b}{2})+\mu_1(e=-\frac{b}{4})+\frac{1}{2}\mu_1(e=0)\right)\frac{b}{4}$$

D'où :

∏ $\mu 1 = 0.00471$

De même :

$$\mu_3 = 2\left(\frac{1}{2}\cdot\mu_3(e=-b)+\mu_3\left(e=-\frac{3b}{4}\right)+\mu_3(e=-\frac{b}{2})+\mu_3(e=-\frac{b}{4})+\frac{1}{2}\mu_3(e=0)\right)\frac{b}{4}$$

∏ $\mu_3 = 0.0224$

Longitudinalement :

g_{per}

Lc

Figure 12 : chargement de g_{per} dans le sens longitudinal

On a : $g_{per} = 0.2\times2.5+0.03\times2.4=0.572$ t /m²

$$q_1 = \frac{4\times g}{\text{®}} = 0.728 \ t/m^2$$

$$q_3 = \frac{4\times g}{3\times\text{®}} = 0.242 \ t/m^2 .$$

Enfin, on obtient le moment de la flexion globale sous l'effet de la charge permanente :

$$My = \frac{b}{8}(\text{«}_1 \cdot q_{1-}\text{«}_3 \cdot q_3) \quad = -0.001805.tm/ml$$

3-2 Charge type Bc :

Transversalement :

Les charges Bc sont placées sur les courbes de la manière la plus défavorable :

- <u>1ere cas : 1 file de Bc :</u>

1ère position symétrique :

$$\mu_{i,j} = \frac{1}{2}\sum_i \mu_{j,i} \quad \text{j = 1, 3.}$$

$\mu_{1,i}$ = 0.16585 et $\mu_{3,i}$ = 0.10386

$\mu_1 = \frac{1}{2}\sum \mu_{1,i}$ = 0.16585 et $\mu_3 \ \frac{1}{2}\sum \mu_{3,j}$ = 0.10386

2eme position non symétrique:

$\mu_{1,1}$ = 0.2336 $\mu_{1,2}$ = 0.16585

$\mu_{3,1}$ = 0.1003 $\mu_{3,2}$ = 0.05355

$\mu_1 = \frac{1}{2}\sum \mu_{1,i}$ = 0.16694

$\mu_3 = \frac{1}{2}\sum \mu_{3,i}$ = 0.1097

<u>2eme cas : 2 files de Bc:</u>

1ère position symétrique:

$\mu_{1,1}$ = 0.2164 et $\mu_{1,2}$ = 0.0842

$\mu_{3,1}$ = 0.14907 et $\mu_{3,2}$ = 0.04243

$$\mu_1 = \frac{1}{2}\sum \mu_{1,i} = \frac{1}{2}\times 2(0.2164 + 00842) = 0.30062$$

$$\mu_3 \ \frac{1}{2}\sum \mu_{3,j} = \frac{1}{2}\times 2(014907 + 0.04243) = 0.19151.$$

2eme position non symétrique :

$\mu_{1,1}$ = 0.2336 $\mu_{1,2}$ = 0.1994 $\mu_{1,3}$ = 0.1003 $\mu_{1,4}$ = 0.0682

$\mu_{3,1}$ = 0.16585 $\mu_{3,2}$ = 0.13319 $\mu_{3,3}$ = 0.05355 $\mu_{4,4}$ = 0.03181

➔ μ_1 = 0.30075 μ_3 = 0.1922

<u>3eme cas : 3 files de Bc :</u>

1ère position symétrique :

$\mu_{1,1}$ = 0.1658 $\mu_{1,2}$ = 0.1328 $\mu_{1,3}$ = 0.0052

$\mu_{3,1}$ = 0.10386 $\mu_{3,2}$ = 0.07744 $\mu_{3,3}$ = -0.00649

$\mu_1 = \frac{1}{2}\sum$ « $_{1,i}$ =0.30384

$\mu_3 = \frac{1}{2}\sum$ « $_{3,j}$ =0.17482

2[eme] position non symétrique :

$\mu_{1,1}$ = 0.2336 $\mu_{3,1}$ = 0.16585

$\mu_{1,2}$ = 0.1994 $\mu_{3,2}$ = 0.03181

$\mu_{1,3}$ = 0.1003 $\mu_{3,3}$ = 0.1331

$\mu_{1,4}$ = 0.0682 $\mu_{3,4}$ = 0.05955

$\mu_{1,5}$ = 0.0682 $\mu_{3,5}$ = 0.03181

$\mu_{1,6}$ = 0.0566 $\mu_{3,6}$ = -0.03979

➔ μ_1 = 0.30653 μ_3 = 0.18821

- <u>4[eme] cas : 4 files de Bc :</u>

1[ère] position symétrique :

$\mu_{1,1}$ = 0.2164 $\mu_{1,2}$ = 0.0842 $\mu_{1,3}$ = 0.0523 $\mu_{1,4}$ = -0.0719

$\mu_{3,1}$ = 0.14907 $\mu_{3,2}$ = 0.04243 $\mu_{3,3}$ = 0.02165 $\mu_{3,3}$ = -0.03979

$\mu_1 = \frac{1}{2}\sum$ « $_{1,i}$ =0.2810

$\mu_3 = \frac{1}{2}\sum$ « $_{3,j}$ =.0.16558

2[eme] position non symétrique :

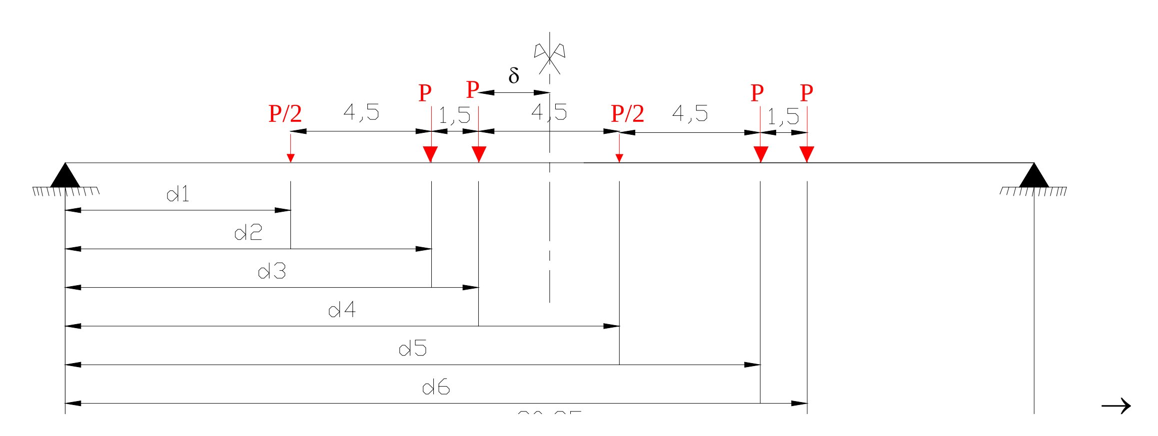
➔ μ_1 = 0.2812 μ_3 = 0.16656

Longitudinalement :

La position la plus défavorable est déterminée par le théorème de BARRE

On a : Lc = 35.95 m > 18.38 m

D'où δ = 1.725



→

la position la plus défavorable est comme suit :

$d_1 = \frac{lc}{2} - (4.5 + 1.5 + \delta)$ → $d_1 = 6.75$ m → $P_1 = 60$KN

$d_2 = d_1 + 4.5$ → $d_2 = 14.75$m → $P_2 = 120$ KN

$d_3 = d_2 + 1.5$ → $d_3 = 16.25$ m → $P_3 = 120$ KN

$d_4 = d_3 + 4.5$ → $d_4 = 20.75$ m → $P_4 = 60$ KN

$d_5 = d_4 + 4.5$ → $d_5 = 25.25$ m → $P_5 = 120$ KN

$d_6 = d_5 + 1.5$ → $d_6 = 26.75$m → $P_6 = 120$ KN

$$q_1 = \sum_{i=1}^{n} \frac{2 \cdot P_i}{lc} \cdot \sin\left(\frac{\text{®} \cdot d_i}{lc}\right) \qquad q_3 = \sum_{i=1}^{n} \frac{2 \cdot P_i}{lc} \cdot \sin\left(\frac{3 \cdot \text{®} \cdot d_i}{lc}\right)$$

$$q_1 = \frac{2P}{lc}\left[\frac{1}{2}\sin\left(\frac{\text{®} \cdot d1}{lc}\right) + \sin\left(\frac{\text{®} \cdot d2}{lc}\right) + \sin\left(\frac{\text{®} \cdot d3}{lc}\right) + \frac{1}{2}\sin\left(\frac{\text{®} \cdot d4}{lc}\right) + \sin\left(\frac{\text{®} \cdot d5}{lc}\right) + \sin\left(\frac{\text{®} \cdot d6}{lc}\right)\right]$$

D'où → $q_1 = 2.941$t.m/ml.

$$q_3 = \frac{2P}{lc}\left[\frac{1}{2}\sin\left(\frac{3\text{®} \cdot d1}{lc}\right) + \sin\left(\frac{3\text{®} \cdot d2}{lc}\right) + \sin\left(\frac{3\text{®} \cdot d3}{lc}\right) + \frac{1}{2}\sin\left(\frac{3\text{®} \cdot d4}{lc}\right) + \sin\left(\frac{3\text{®} \cdot d5}{lc}\right) + \sin\left(\frac{3\text{®} \cdot d6}{lc}\right)\right]$$

D'où → $q_3 = -0.4806$t.m/ml.

Enfin les moments fléchissants sont obtenus et comparés pour en tirer la valeur maximale. Comme les coefficients μ sont multipliés par les charges q, la comparaison entre les différents cas doit se faire à ce niveau. C'est là aussi qu'on tient compte des coefficients bc pour comparer les différents cas (la comparaison se fait avec $bc \times My$)

Avec : $My = \frac{b}{8}(\text{«}_1 \cdot q_{1_}\text{«}_3 \cdot q_3)$

- <u>1er cas : 1 file de Bc :</u> bc=1.2

1ère position non symétrique :

My = 0.48727 t.m /ml $\Rightarrow$ bc×My = 0.5847 t.m /ml

2eme position symétrique:

My = 0.49271 t.m /ml $\Rightarrow$ bc× My = 0.59126 t.m /ml

- 2eme cas : 2 files de Bc : bc=1.1

1er position symétrique :

My = 0.88464 t.m /ml $\Rightarrow$ bc× My = 0.9731 t.m /ml

2eme position non symétrique :

My = 0.88529 t.m /ml $\Rightarrow$ bc× My = 0.97382 t.m /ml

- 3eme cas : 3 files de Bc : bc=0.95

1er position symétrique :

My = 0.88597 t.m /ml $\Rightarrow$ bc× My = 0.84167 t.m /ml

2eme position non symétrique *:*

My = 0.89897 t.m /ml $\Rightarrow$ bc× My = 0.85403 t.m /ml

- 4eme cas : 4 files de Bc : bc=0.8

1er position symétrique :

My = 0.82106 t.m /ml $\Rightarrow$ bc× My = 0.65685 t.m /ml

2eme position non symétrique *:*

My = 0.82203 t.m /ml $\Rightarrow$ bc× My = 0.65762 t.m /ml

Donc le deuxième cas (deux files) à sa première position symétrique représente le cas le plus défavorable.

A retenir: My =0.88529 t.m /ml bc= 1.1

On tiendra compte par suite des différents coefficients à savoir bc, γ_{Q1} et δ_B

bc = 1.1

γ_{Q1} : coefficient de pondération de BAEL.

γ_{Q1} = 1.6 à l'ELU.

γ_{Q1} = 1.2 à l'ELS

δ_B coefficient de majoration dynamique (la même pour la flexion locale).

3-4 charges type Bt :

Transversalement :

Les charges Bt sont placées sur les courbes de la manière la plus défavorable :

- <u>1er cas : 1 file de Bt :</u>

  1ère position symétrique :

  ➔ $\mu_1 = \frac{1}{2}\sum « _{1,i}$ = 0.16585 et μ_3 $\frac{1}{2}\sum « _{3,j}$ = 0.10386

  2eme position non symétrique :

  ➔ μ_1 = = 16694 μ_3 = = 0.1097

- <u>2eme cas : 2 files de Bt :</u>

  1ère position symétrique :

  $\mu_{1,1}$ = 0.0682 et $\mu_{1,2}$ = 0.1994

  $\mu_{3,1}$ = 0.03181 et $\mu_{3,2}$ = 0.13319

  ➔ μ_1 =0.26762 μ_3 =0.165

  2eme position non symétrique :

  ➔ μ_1 = 0.26812 μ_3 = 0.16758

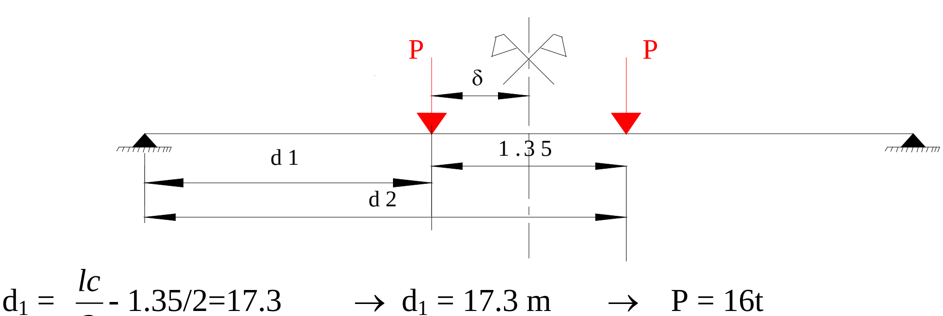
Longitudinalement :

La position la plus défavorable est déterminée par le théorème de BARRE

On a : Lc = 28.95 m > 18.38 m

D'où δ = 1.725 m

→ La position la plus défavorable est comme suit :



$d_1 = \frac{lc}{2}$ - 1.35/2=17.3 → d_1 = 17.3 m → P = 16t

$d_2 = \frac{lc}{2}$ +13.5/2=18.65 → d_2 = 18.65 m → P = 16t

$$q_1 = \sum_{i=1}^{n} \frac{2 \cdot P_i}{lc} \cdot \sin\left(\frac{® \cdot d_i}{lc}\right) \qquad q_3 = \sum_{i=1}^{n} \frac{2 \cdot P_i}{lc} \cdot \sin\left(\frac{3 \cdot ® \cdot d_i}{lc}\right)$$

$$q_1 = \frac{2P}{lc}\left[\sin\left(\frac{\pi \cdot d1}{lc}\right) + \sin\left(\frac{\pi \cdot d2}{lc}\right)\right]$$

D'où $\rightarrow$ q_1 = 1.777 t.m/ml.

$$q_3 = \frac{2P}{lc}\left[\sin\left(\frac{3\pi \cdot d1}{lc}\right) + \sin\left(\frac{3\pi \cdot d2}{lc}\right)\right]$$

D'où $\rightarrow$ q_3 = -1.752t.m/ml.

Avec : $My = \frac{b}{8}(\mu_1 \cdot q_{1-} \mu_3 \cdot q_3)$

- <u>1</u>

- 1er cas : 1 file de Bt :

***1ère* position non symétrique :**

My = 0.44301 t.m /ml

***2eme* position symétrique :**

My = 0.4319 t.m /ml

- 2eme cas : 2 files de Bt : bt=1.1

***1ère* position non symétrique :**

My = 0.6978 t.m /ml

***2eme* position symétrique :**

My = 0.69296 t.m /ml

Donc le deuxième cas (deux files) à sa première position symétrique représente le cas le plus défavorable.

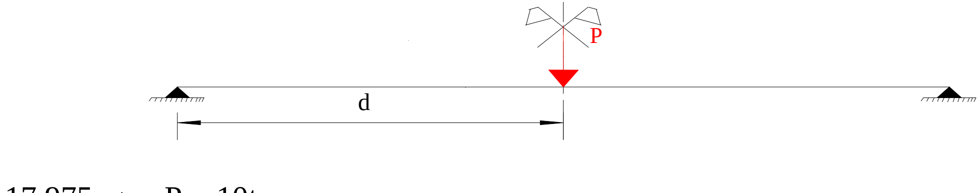
A retenir: My =0.69296 t.m /ml **bt= 1**

3-5 Charge type Br :

Transversalement :

μ_1= 0.23359 et μ_3 = 0.16585

Longitudinalement :



$d = \frac{lc}{2}$ =17.975 $\rightarrow$ P = 10t

$q_1 = \frac{2P}{lc}\sin\left(\frac{\pi \cdot d}{lc}\right)$; D’où → q_1 = 0.55635 t.m/ml.

$q_3 = \frac{2P}{lc}\sin\left(\frac{3\pi \cdot d}{lc}\right)$; D’où → q_3 = -0.556 t.m/ml

Avec: My = $\frac{b}{8}(«_1 \cdot q_{1-} «_3 \cdot q_3)$

My = $(0.23359 \times 0.5563 - 0.16585 \times -0.556) \times \frac{7.25}{8}$ = 0.20137 t.m /ml

A retenir: <u>My =0.20137 t.m /ml</u>

3-6 ChargeMc120:

Transversalement :

Les valeurs de μ sont déterminées d’après la figure

L_{Mc} = 1 m

- <u>1er cas : 1chenilles sur l’axe, l’autre à 2.3 m :</u>

⇒ μ_1 = 0.10863 et μ_3 = 0.06728

- <u>2eme cas : 2 chenilles symétriques :</u>

$\mu_1 = \frac{L_{Mc}}{4}\sum \mu_{1,i}$ ⇒ μ_1 = 0.12325 et μ_3 = 0.07123

Longitudinalement

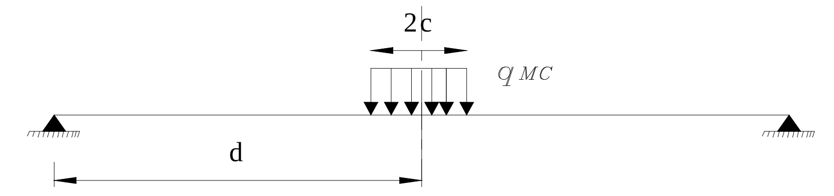


Figure 14 : positions la plus défavorables pour M_{C120} dans le sens longitudinal

$c = \frac{6.10}{2} = 3.05m$ $q = \frac{110}{6.1 \times 1}$ = 18.03 t/m²

d = 0.5 lc => $\sin\frac{®d}{lc} = 1$ et $\sin\frac{3®d}{lc} = -1$

$q_1 = \frac{4q}{lc}\left[\sin\frac{® \cdot c}{lc} \times \sin\left(\frac{® \cdot d}{lc}\right)\right]$ ⇒ q_1 = 6.046 t /m².

$q_3 = \frac{4q}{lc}\left[\sin\frac{3 \cdot ® \cdot c}{lc}\sin\left(\frac{3® \cdot d}{lc}\right)\right]$ ⇒ q_3 = 5.487 t /m² .²

Ainsi, on obtient le moment dans chaque cas. My = $\frac{b}{8}(«_1 \cdot q_{1-} «_3 \cdot q_3)$.

- <u>1er cas : 1chenilles sur l’axe, l’autre à 2.3m:</u>

My = 0.2606 t.m /ml

- <u>2eme cas : 2 chenilles symétriques</u>

My = 0.3211 t.m /ml

Donc, le premier cas symétrique est le cas le plus défavorable

$\Rightarrow$ My = 0.3211 KN.m /ml

$\Rightarrow$ **A retenir: My = 0.3221 KN.m/ml**

Tableau récapitulatif

Charge	**g_{per}**	**Bc**	**Bt**	**Br**	**Mc120**
My [t.m/ml]	-0.001805	0.88529	0.69296	0.20137	0.3221

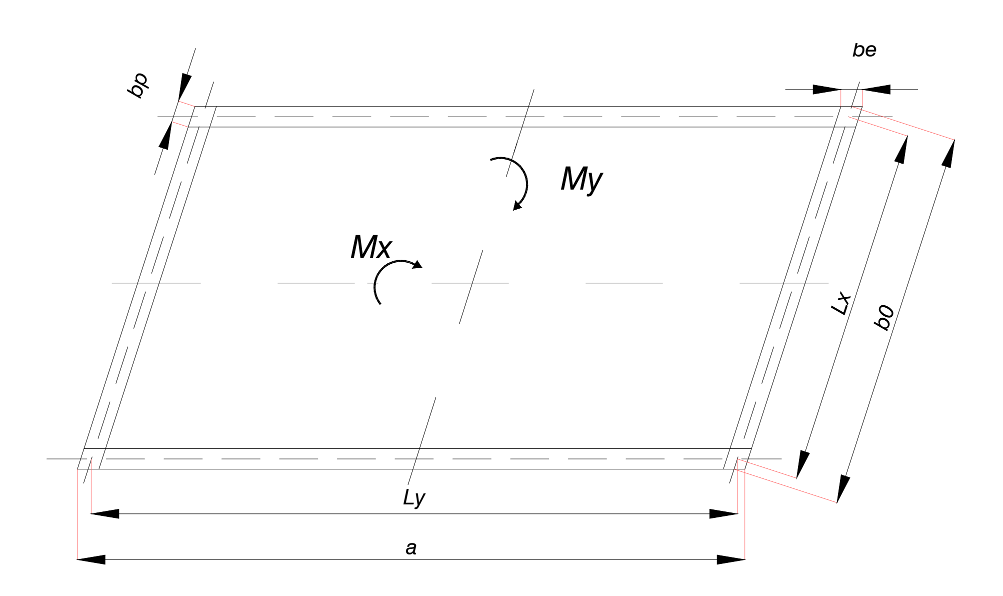
ETUDE DE LA FLEXION LOCALE DU HOURDIS

La couverture des ponts en béton armé est constituée par une dalle (hourdis), également en béton armé et dont l'épaisseur et les armatures sont, le plus généralement, fixées par

Après l'étude de la flexion locale ; la flexion Globale et la flexion totale (rôle du hourdis), que par la flexion générale (rôle de la membrure supérieure de la poutre).

Le hourdis est supporté par un réseau de poutres et d'entretoises qui le découpent en dalles de cotés l_X et l_Y (respectivement, distances entre nus de deux poutres et de deux entretoises voisines).

On va spécifier dans notre étude un panneau de dalle comme le montre la figure suivante :



Le calcul des sollicitations pour les dalles rectangulaires simplement appuyées peut être effectué au moyen des abaques de Mougin en fonction du rapport ° $=\frac{l_x}{l_y}$

- lx = Inf (b_0-bp ; a-be)/sin φ

  ⇒ Lx = Inf (3.05– 0.23 ; 35.95 – 0.26)/sin80

  ⇒ lx=2.96 m

- ly = Sup (b_0-bp ; a-be)

  ⇒ Ly= Sup (2.82 ; 35.69)

  ⇒ ly=35.69 m

- $\rho = \frac{l_x}{l_y} \Rightarrow \rho = \frac{2.96}{35.69} = 0.082$

  $\rho < 0.4 \Rightarrow$ La dalle porte dans une seule direction (charge uniformément repartie sur toute la surface).

- M_x : moment fléchissant au centre de la dalle dans la direction l_x (autour de l_y).

  M_y : moment fléchissant au centre de la dalle dans la direction l_y (autour de l_x).

I- Diffusion des charges localisées :

Les angles de diffusion des différents matériaux sont :

Pour le béton arme : 45°

Pour le revêtement : 37°

La charge localisée P s'applique sur un rectangle de dimensions : U_0 V_0

La diffusion de la charge se fait comme la montre la figure suivante :

h_r = 0.06 +0.03 =0.09 m

$h_d/2$ =0.20/2 =0.1 m

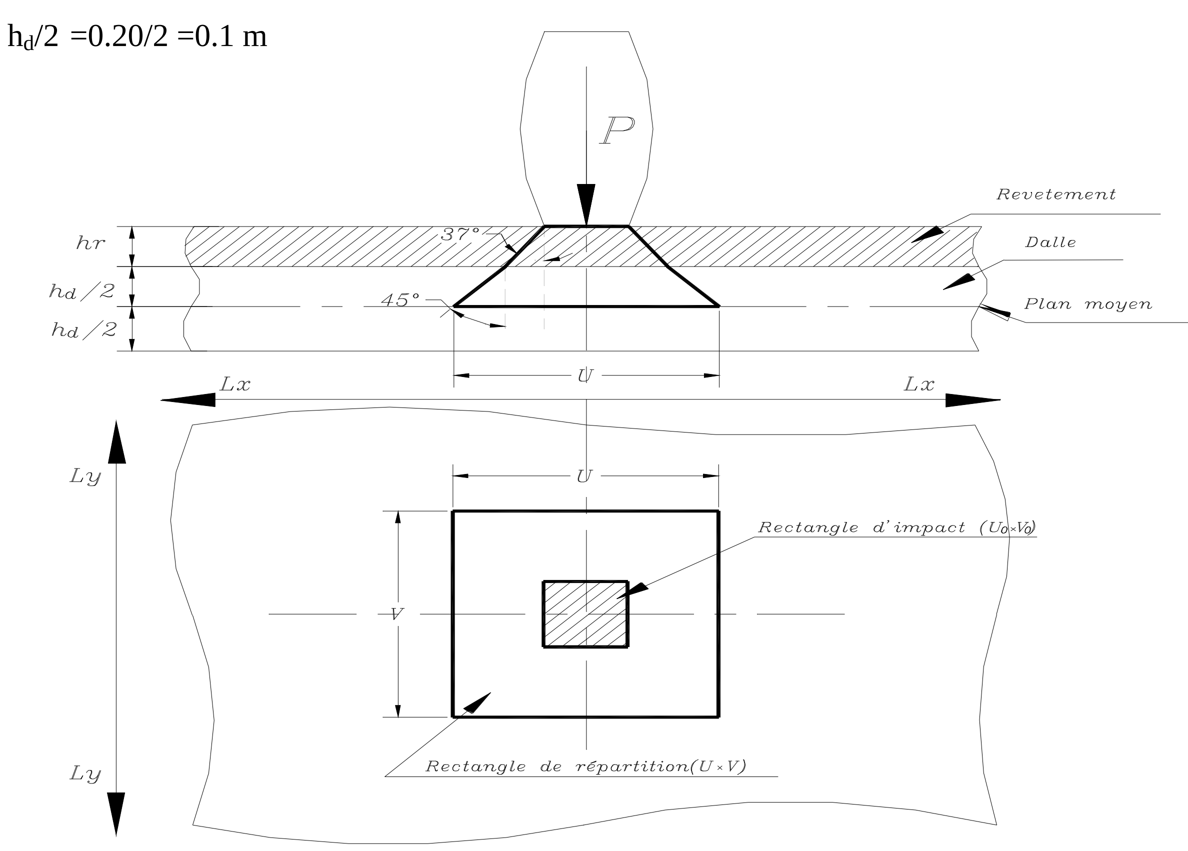


Figure 1 : **Diffusion des charges localisées**

Au niveau du plan moyen, la charge se repartie sur $U \times V$:

$U=U_0 + 2\ tg37° \ h_r + h_d \Rightarrow U=U_0 + 1.5\ h_r + h_d \Rightarrow U=U_0 + 0.335$

$V=V_0 + 2\ tg37° \ h_r + h_d \Rightarrow V=V_0 + 1.5\ h_r + h_d \Rightarrow V=V_0 + 0.335$

$$\Longrightarrow \begin{cases} \mathbf{U = U_0 + 0.335} \\ \mathbf{V = V_0 + 0.335} \end{cases}$$

II- Calcul des sollicitations dues aux charges réparties :

II-1- Charges permanentes g^n_p :

$g^n{}_p = \gamma_B \cdot h_d + \gamma_r \cdot h_r \Rightarrow g^n{}_p = 25 \times 0.20 + (1.2 \times 0.03 \times 2.2 + 1.4 \times 0.06 \times 2.4) = 0.781\ t/m^2$

$$\Rightarrow \mathbf{g_p{}^n = 0.781\,t/m^2}$$

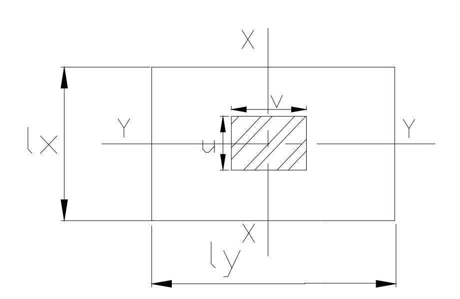
- *Sollicitations :*

$\rho < 0.4 \Rightarrow M_{0y} = 0$ et $T_{apy} = 0$

$$\begin{aligned} M_{0x} &= g^n{}_p \frac{l^2{}_x}{8} \\ Tap_x &= g^n{}_p \frac{l_x}{2} \end{aligned} \Rightarrow \begin{cases} \mathbf{M_{0x} = 0.855\,t.m} \\ \mathbf{Tap_x = 1.156\,t} \end{cases}$$

II-2- sollicitations dues aux charges localisées concentrées P placées au centre de la dalle :

Dans ce cas de charge, la dalle travaille toujours dans les deux sens quelque soit la valeur de ρ. La charge localisée est répartie sur un rectangle de répartition (U x V).



- *<u>Moments fléchissants :</u>*

- $M_{0x} = (M_1 + \nu M_2) P$

- $M_{0y} = (M_2 + \nu M_1) P$

Avec $\nu = 0.2$ à l'ELS

$\nu = 0$ à l'ELU

En fonction de ° ; $\boldsymbol{\frac{U}{l_x}}$ ***et*** $\boldsymbol{\frac{V}{l_y}}$, les abaques de MOUGIN donne M_1 et M_2

$\rho = 0.078 \Rightarrow$ on fait une interpolation linéaire entre $\rho_1 = 0.05$ et $\rho_2 = 0.1$.

$°_1$ Z **0.05** Ĝ $\left\{ M_1^{(1)} ;\ M_2^{(1)} \right.$

$°_2$ Z **0.1** Ĝ $\left\{ M_1^{(2)} ;\ M_2^{(2)} \right.$

→ ° Z **0.082** Ĝ $\left\{ M_1 ;\ M_2 \right.$

$$M_1 = \frac{\circ - \circ_1}{\circ_2 - \circ_1}\left(M_1^{(2)} - M_1^{(1)}\right) + M_1^{(1)} = 0.64 \times M_1^{(2)} + 0.36 \times M_1^{(1)}$$

$$M_2 = \frac{\circ - \circ_1}{\circ_2 - \circ_1}\left(M_2^{(2)} - M_2^{(1)}\right) + M_2^{(1)} = 0.64 \times M_2^{(2)} + 0.36 \times M_2^{(1)}$$

- *<u>Efforts tranchants :</u>*

Les valeurs maximales de l'effort tranchant sur le bord de la dalle sont égales à

- 1er cas : U>V

- Au milieu de V (sens xx) : $Tap_x = \dfrac{P}{3 \cdot U}$

-Au milieu de U (sens yy) : $Tap_y = \frac{P}{2 \cdot U + V}$

-2[eme] **cas : U<V**

- Au milieu de V (sens xx): $Tap_x = \frac{P}{2 \cdot V + U}$

- Au milieu de U (sens yy): $Tap_y = \frac{P}{3 \cdot V}$

III - Calcul des sollicitations dues aux charges concentrées

III-1- Charges localisées placées au centre :

1. ***Charges Br :***

C’est une roue isolée disposée normalement à l’axe longitudinal de la chaussée

- P = 10 t
- U_0 = 0.6 m G U = 0.935 m

  V_0 = 0.3 m G V = 0.635 m
- $\sim = \frac{U}{l_x} = \frac{0.935}{2.96} = 0.32$
- $Z\ \frac{V}{l_y}\ Z\ \frac{0.635}{35.69}\ Z\ \mathbf{0.017}$

D’après les abaques de MOUGIN :

Mi	ρ = 0.05	ρ = 0.1	ρ = 0.082
M_1	0.172	0.183	0.179
M_2	0.10	0.16	0.138

* à l’E.L.S : (ν =0.2)

$M_{0x} = (M_1 + \nu M_2) P \Rightarrow M_{0x} = 2.066$ t.m

$M_{0y} = (M_2 + \nu M_1) P \Rightarrow M_{0y} = 1.74$ t.m

* à l’E.L.U : (ν =0)

$M_{0x} = M_1 P \Rightarrow M_{0x} = 1.79$ t.m

$M_{0y} = M_2 P \qquad \Rightarrow \qquad M_{0y} = 1.38$ t.m

- *Moments fléchissants et efforts tranchants :*

	ELS	ELU
M_{0x} **(t.m/ml)**	2.066	1.79
M_{0y} **(tm/ml)**	1.74	1.38
$T_{ap,x}$ **(t/ml)**	3.56	
$T_{ap,y}$ **(t/ml)**	4.00	

III-2- Charges localisées décentrées :

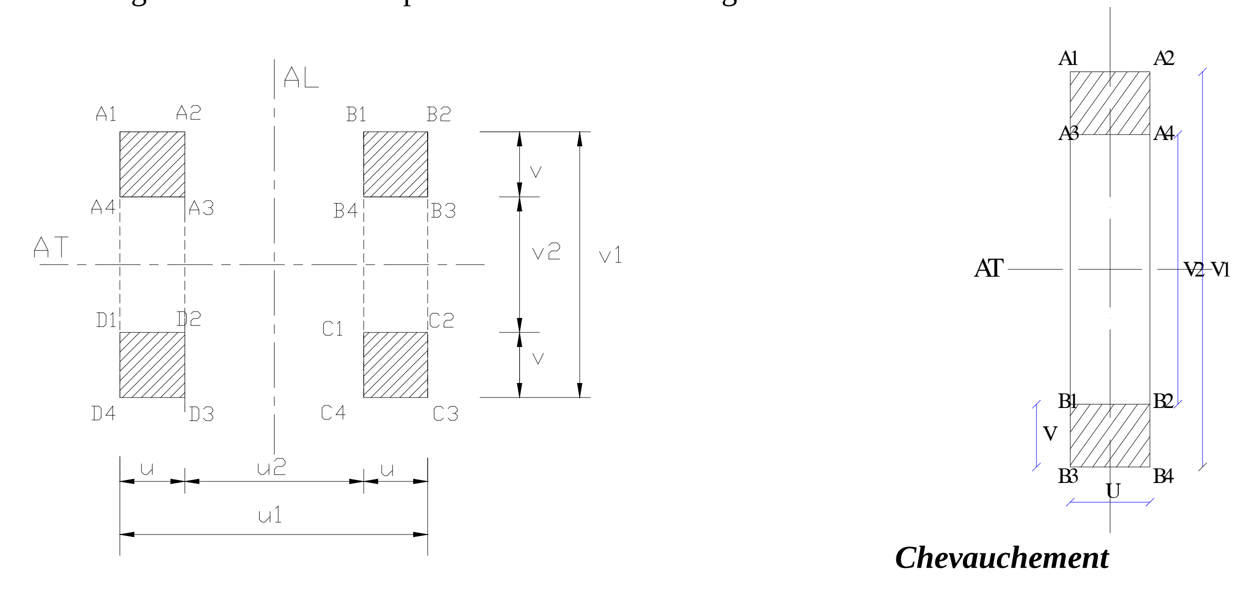
1. ***Charge Bc :***

1.1. **1ére cas :**

Effet de deux rectangles situés sur un axe et symétriques par rapport à un autre.

- P= 6 t
- $U_0 = V_0 = 0.25$ m
  U=V=0.585 m
- La densité de charge : $p = \dfrac{P}{UV} \Rightarrow$ p = 17.53 t /m²

Dans la figure ci dessous nous présentons le cas de chargement considéré :



Chevauchement

G (A₁, A₂, A₃, A₄)+ (B₁, B₂, B₃, B₄) = (A₁, A₂, B₃, B₄) - (A₃, A₄, B₁, B₂)

- Effet de **(A_1, A_2, B_3, B_4)** de dimensions U_1 et V_1 :

$U_1 = U + 0.5 \Rightarrow U_1 = 1.085$ m

$V_1 = V + 1.5 \Rightarrow V_1 = 2.085$ m

- $\sim Z \frac{U_1}{l_x} Z \frac{1.085}{2.96} Z \mathbf{0.366}$
- $Z \frac{V_1}{l_y} Z \frac{2.085}{35.69} Z \mathbf{0.058}$
- $P' = p\, U_1\, V_1 = 17.53 \times 1.085 \times 2.085 \Rightarrow P' = 39.66$ t

D’après les abaques de MOUGIN :

M’i	ρ = 0.05	ρ = 0.1	ρ = 0.082
M'_1	0.122	0.155	0.14
M'_2	0.025	0.06	0.0474

- Effet de **(A_3, A_4, B_1, B_2)** de dimensions U_1 et V_2

$U_1 = 1.085$ m

$V_2 = 1.5 - V = 0.915$ m

- $\sim Z \frac{U_1}{l_x} Z \mathbf{0.366}$
- $Z \frac{V_2}{l_y} Z \mathbf{0.025}$
- $P'' = p\, U\, V_2 = 17.53 \times 1.085 \times 0.915 \Rightarrow P'' = 17.40$ t

D’après les abaques de Mougin :

M’’i	ρ = 0.05	ρ = 0.1	ρ = 0.078
M''_1	0.16	0.178	0.172
M''_2	0.07	0.11	0.0956

- *Moments fléchissants et efforts tranchants :*

	ELS	ELU	$T_{ap,x}$	$T_{ap,y}$
M'_{0x}	5.92	5.55	7.55	6.34
M'_{0y}	2.99	1.88		
M''_{0x}	3.325	3.00	5.35	5.64
M''_{0y}	2.26	1.66		

G ***Moment flechissant:***

$$M_{0x} = M'_{0x} - M''_{0x}$$

$$M_{0y} = M'_{0y} - M''_{0y}$$

G ***Effort tranchant:***

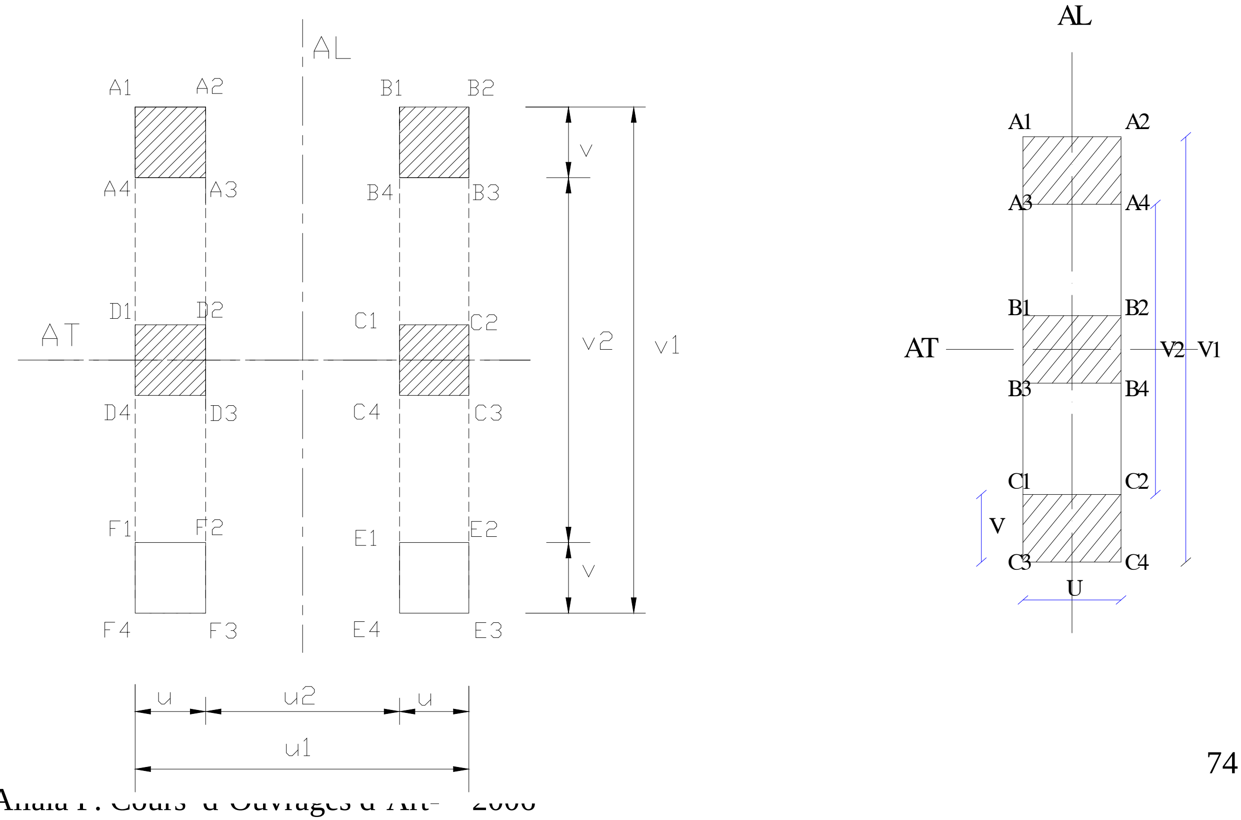
$$T_{ap,x} = T'_{ap\ x} - T''_{ap,x}$$

$$T_{ap,y} = T'_{ap\ y} - T''_{ap,y}$$

	ELS	ELU
M_{0x} (t.m/ml)	2.60	2.55
M_{0y}(t.m/ml)	0.73	0.22
$T_{ap,x}$ (t/ml)	2.20	
$T_{ap,y}$ (t/ml)	0.70	

1.2. **2^{éme} cas :**

Effet de quatre rectangles dont deux centrées sur l'axe transversal et symétriques par rapport à l'axe longitudinal :



(A_1, A_2, A_3, A_4) + (B_1,B_2,B_3,B_4) = 1/2[$(A_1,A_2,C_3\,;\,C_4)$ - (A_3,A_4,C_1,C_2)] + (B_1,B_2,B_3,B_4)

- Effet de **(A_1, A_2, C_3, C_4)** dim U_1 V_1
  U_1 = 1.085m
  V_1 = 3.585m
  - $\sim Z \frac{U_1}{l_x} Z \frac{1.085}{2.96} Z \mathbf{0.366}$
  - $Z \frac{V_1}{l_y} Z \frac{3.585}{35.69} Z \mathbf{0.1}$
  - P' = p U_1 V_1 = 17.53×1.085×3.585 ⇒ P' = 68.19 t

- Effet de **(A_3, A_4, C_1, C_2)** de dimensions U_1 et V_2 :
  U_1 = 1.085 m
  V_2 = 2.415 m
  - $\sim Z \frac{U_1}{l_x} Z \mathbf{0.366}$
  - $Z \frac{V_2}{l_y} Z \mathbf{0.067}$
  - P'' = p U_1 V_2 = 17.53×1.085×2.415 ⇒ P'' = 45.93 t

- Effet de **(B_1, B_2, B_3, B_4)** de dimensions U_1 et V :
  U_1 = 1.085 m
  V = 0.585 m
  - $\sim Z \frac{U}{l_x} Z \mathbf{0.366}$
  - $Z \frac{V}{l_y} Z \mathbf{0.016}$
  - P''' = p U V_1 = 17.53×1.085×0.585 ⇒ P''' = 11.13 t

G D'après les abaques de MOUGIN :

M'i	ρ = 0.05	ρ = 0.1	ρ = 0.082
M'_1	0.091	0.13	0.116
M'_2	0.0059	0.031	0.022
M''_1	0.113	0.15	0.137
M''_2	0.018	0.055	0.042
M'''_1	0.165	0.178	0.173
M'''_2	0.10	0.14	0.126

- *Moments fléchissants et efforts tranchants:*

  - M_{0x} =(M_1 + ν M_2) P
  - M_{0y} =(M_2 + ν M_1) P

	ELS	ELU	$T_{ap,x}$	$T_{ap,y}$
M'_{0x}	8.21	7.91	8.26	6.34
M'_{0y}	3.08	1.50		
M''_{0x}	6.68	6.29	7.76	6.34
M''_{0y}	3.19	1.93		
M'''_{0x}	2.21	1.925	3.42	4.04
M'''_{0y}	1.79	1.40		

G ***Moment flechissant:***

$$M_{0x} = ½[M'_{0x} - M''_{0x}] + M'''_{0x}$$

$$M_{0y} = ½[M'_{0y} - M''_{0y}] + M'''_{0y}$$

G ***Effort tranchant:***

$$T_{0x} = ½[T'_{0x} - T''_{0x}] + T'''_{0x}$$

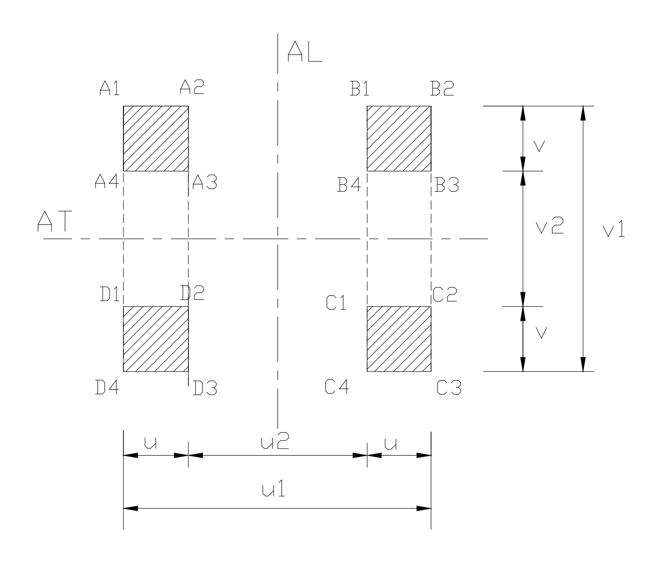
$$T_{0y} = ½[T'_{0y} - T''_{0y}] + T'''_{0y}$$

	ELS	ELU
M_{0x} (t.m/ml)	2.975	2.735
M_{0y}(t.m/ml)	1.735	1.185
$T_{ap,x}$ (t/ml)	3.67	
$T_{ap,y}$ (t/ml)	4.04	

2. **Charges Bt :**

2.1. **1er cas : Etude** de l'effet de deux rectangles symétriques.

- P = 8 t
- U_0 = 0.60 m G U = 0.935 m
  V_0 = 0.25 m G V = 0.585 m
- La densité de charge : $p = \dfrac{P}{UV} \Rightarrow$ p= 14.62 t / m^2



$$\mathbf{(A_1, A_2, A_3, A_4)+(B_1,B_2,B_3,B_4)+(C_1, C_2,C_3,C_4)+(D_1,D_2,D_3,D_4)}$$
$$=$$
$$\mathbf{(A_1, B_2, C_3, D_4) - (A_2, B_1, C_4, D_3)-(A_4, B_3, C_2, D_1) + (A_3, B_4, C_1, D_2)}$$

- Effet de **(A_1, B_2, C_3, D_4)** dim U_1 et V_1
  $U_1 = 1.935\text{m}$
  $V_1 = 1.935\text{m}$
  - $\sim Z \frac{U_1}{l_x} Z \frac{1.935}{2.96} Z \mathbf{0.654}$
  - $Z \frac{V_1}{l_y} Z \frac{1.935}{35.69} Z \mathbf{0.054}$
  - $P' = p\, U_1\, V_1 = 14.62 \times 1.935 \times 1.935 \Rightarrow P' = 54.74$ t

- Effet de **(A_2, B_1, C_4, D_3)** de dimensions U_2 et V_1 :
  $U_2 = 0.065$ m
  $V_1 = 1.935$ m
  - $\sim Z \frac{U_2}{l_x} Z \mathbf{0.023}$
  - $Z \frac{V_1}{l_y} Z \mathbf{0.054}$
  - $P'' = p\, U_2\, V_1 = 14.62 \times 0.065 \times 1.935 \Rightarrow P'' = 1.84$ t

- Effet de **(A_4, B_3, C_2, D_1)** de dimensions U_1 et V_2 :
  $U_1 = 1.935$ m
  $V_2 = 0.765$ m
  - $\sim Z \frac{U_1}{l_x} Z \mathbf{0.654}$
  - $Z \frac{V_2}{l_y} Z \mathbf{0.021}$
  - $P''' = p\, U_1\, V_2 = 14.62 \times 1.935 \times 0.765 \Rightarrow P''' = 21.64$ t
- Effet de **(A_3, B_4, C_1, D_2)** de dimensions U_2 et V_2 :
  $U_2 = 0.065$ m
  $V_2 = 0.765$ m
  - $\sim Z \frac{U_2}{l_x} Z \mathbf{0.022}$
  - $Z \frac{V_2}{l_y} Z \mathbf{0.021}$
  - $P'''' = p\, U_2\, V_2 = 14.62 \times 0.765 \times 0.065 \Rightarrow P'''' = 0.727$ t

G D'après les abaques de MOUGIN :

M'i	$\rho = 0.05$	$\rho = 0.1$	$\rho = 0.082$
M'_1	0.10	0.13	0.119
M'_2	0.026	0.058	0.046
M''_1	0.165	0.22	0.20
M''_2	0.03	0.075	0.059

M'''_1	0.12	0.125	0.123
M'''_2	0.07	0.10	0.089
M''''_1	0.26	0.31	0.292
M''''_2	0.10	0.16	0.138

- *Moments fléchissants et efforts tranchants :*

	ELS	**ELU**	$T_{ap,x}$	$T_{ap,y}$
M'_{0x}	7.02	6.51	9.43	9.34
M'_{0y}	3.82	2.52		
M''_{0x}	0.39	0.368	0.466	0.317
M''_{0y}	0.182	0.109		
M'''_{0x}	3.04	2.66	3.73	4.67
M'''_{0y}	2.46	1.926		
M''''_{0x}	0.232	0.212	0.456	0.317
M''''_{0y}	0.143	0.10		

- ***Moment flechissant:***

$$M_{0x} = M'_{0x} - M''_{0x} - M'''_{0x} + M^4_{0x}$$
$$M_{0y} = M'_{0y} - M''_{0y} - M'''_{0y} + M^4_{0y}$$

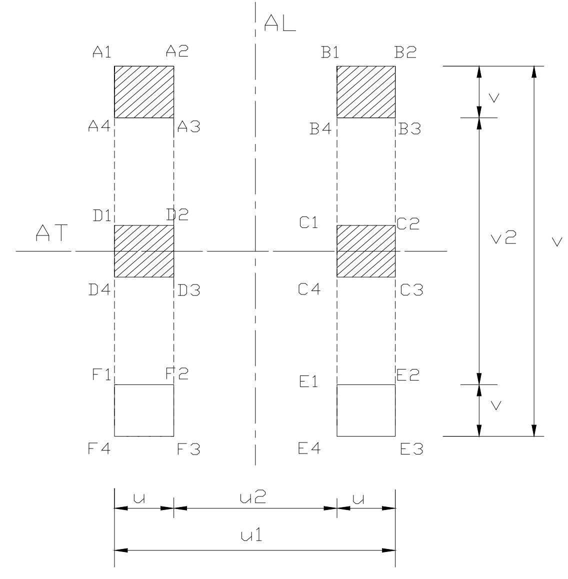
- ***Effort tranchant:***

$$T_{0x} = T'_{0x} - T''_{0x} - T'''_{0x} + T^4_{0x}$$
$$T_{0y} = T'_{0y} - T''_{0y} - T'''_{0y} + T^4_{0y}$$

	ELS	**ELU**
M_{0x} (t.m/ml)	3.822	3.27
M_{0y}(t.m/ml)	1.321	0.585
$T_{ap,x}$ (t/ml)	5.69	
$T_{ap,y}$ (t/ml)	4.67	

2.2. **2éme cas :**

Effet de quatre rectangles dont deux centrées sur l’axe transversal et symétriques par rapport à l’axe longitudinal.



$(A_1, A_2, A_3, A_4)+(B_1, B_2, B_3, B_4)+(C_1, C_2, C_3, C_4)+(D_1, D_2, D_3, D_4)+(F_1, F_2, F_3, F_4)+(E_1, E_2, E_3, E_4)$ =

0.5* [(A_1, B_2,E_3,F_4)- (A_2, B_1,E_4,F_3) -(A_4, B_3,E_2,F_1)+ (A_3, B_4,E_1,F_2)] + [(D_1, C_2,C_3,D_4)-(D2, C1, C4, D3)]

- Effet de **(A_1, B_2, E_3, F_4)** de dimensions U_1 et V_1 :

  U_1 = 1.935m
  V_1 = 3.585m

  - $\sim Z \frac{U_1}{l_x} Z \frac{1.935}{2.82} Z \mathbf{0.654}$
  - $Z \frac{V_1}{l_y} Z \frac{3.585}{35.69} Z \mathbf{0.10}$
  - P’ = p U_1 V_1 = 14.62×3.585×1.935 ⇒ P’ = 101.42 t

- Effet de **(A_2, B_1, E_4, F_3)** de dimensions U_2 et V_1 :

  U_2 = 0.065 m
  V_1 = 3.585 m

  - $\sim Z \frac{U_2}{l_x} Z \mathbf{0.022}$
  - $Z \frac{V_1}{l_y} Z \mathbf{0.1}$
  - P’’ = p U_2 V_1 = 14.62×0.065×3.585 ⇒ P’’ = 3.41 t

- Effet de **(A_4, B_3, E_2, F_1)** de dimensions U_1et V_2 :

  U_1 = 1.935m
  V_2 = 2.115 m

  - $\sim Z \frac{U_1}{l_x} Z \mathbf{0.654}$
  - $Z \frac{V_2}{l_y} Z \mathbf{0.06}$
  - P’’’ = p U_1 V_2 = 14.62×1.935×2.115 ⇒ P’’’ = 59.83 t

- Effet de **(A_3, B_4, E_1, F_2)** de dimensions U_2et V_2

  U_2 = 0.065 m
  V_2 = 2.115 m

  - $\sim Z \frac{U_2}{l_x} Z \mathbf{0.022}$
  - $Z \frac{V_2}{l_y} Z \mathbf{0.06}$
  - P^4 = p U_2 V_2 = 14.62×2.115×0.065 ⇒ P^4 = 2.01 t

- Effet de **(D_1, C_2, C_3, D_4)** de dimensions U_1et V :

  U_1 = 1.935m
  V = 0.585 m

  - $\sim Z \frac{U_1}{l_x} Z \mathbf{0.654}$

- $Z \frac{V}{l_y} Z$ **0.016**
- $P^5 = p\, U_1 V = 14.62 \times 0.585 \times 1.935 \quad \Rightarrow \quad P^5 = 16.55$ t

- Effet de **(D_2, C_1, C_4, D_3)** de dimensions U_2 et V :

$U_2 = 0.065$ m
V = 0.585 m

- $\sim Z \frac{U_2}{l_x} Z$ **0.022**
- $Z \frac{V}{l_y} Z$ **0.016**
- $P^6 = p\, U_2\, V = 14.62 \times 0.585 \times 0.065 \quad \Rightarrow \quad P^6 = 0.56$ t

G D'après les abaques de MOUGIN :

M'i	ρ = 0.05	ρ = 0.1	ρ = 0.082
M'_1	0.07	0.105	0.092
M'_2	0.006	0.028	0.02
M''_1	0.112	0.170	0.149
M''_2	0.007	0.034	0.024
M'''_1	0.10	0.118	0.111
M'''_2	0.02	0.050	0.039
M''''_1	0.16	0.220	0.198
M''''_2	0.023	0.070	0.053
M_1^5	0.125	0.130	0.128
M_2^5	0.08	0.10	0.093
M_1^6	0.275	0.310	0.297
M_2^6	0.110	0.175	0.152

- *Moments fléchissants et efforts tranchants :*

	ELS	**ELU**	$T_{ap,x}$	$T_{ap,y}$
M'_{0x}	9.37	9.33	11.14	9.43
M'_{0y}	3.89	2.03		
M''_{0x}	0.524	0.51	0.47	0.317
M''_{0y}	0.183	0.082		
M^3_{0x}	7.11	6.64	9.70	9.43
M^3_{0y}	3.66	2.33		
M^4_{0x}	0.42	0.40	0.47	0.32
M^4_{0y}	0.186	0.106		
M^5_{0x}	2.43	2.12	2.85	3.72
M^5_{0y}	1.96	1.54		
M^6_{0x}	0.183	0.166	0.453	0.32
M^6_{0y}	0.118	0.085		

G ***Moment flechissant:***

$$\mathbf{M_{0x} = ½[\, M'_{0x} - M''_{0x} - M'''_{0x} + M^4_{0x}] + M^5_{0x} - M^6_{0x}}$$

$$\mathbf{M_{0y} = ½[\, M'_{0y} - M''_{0y} - M'''_{0y} + M^4_{0y}] + M^5_{0y} - M^6_{0y}}$$

G ***Effort tranchant:***

$$\mathbf{T_{0x} = ½[\, T'_{0x} - T''_{0x} - T'''_{0x} + T^4_{0x}] + T^5_{0x} + T^6_{0x}}$$

$$\mathbf{T_{0y} = ½[\, T'_{0y} - T''_{0y} - T'''_{0y} + T^4_{0y}] + T^5_{0y} + T^6_{0y}}$$

	ELS	**ELU**
M_{0x} (t.m)	3.325	3.244
M_{0y}(t.m)	1.96	1.317
$T_{ap,x}$ (t)	3.117	
$T_{ap,y}$ (t)	3.402	

3. **<u>Charge M_{c120} :</u>**

- P = 55 t
- U_0 = 1.00 m G U = 1.335 m
  V_0 = 6.10 m G V = 6.435 m

- Effet de **(A_1, B_1, C_1, D_1)** de dimensions U et V :
  U = 1.335m
  V = 6.435m

- ~ Z $\frac{U}{l_x}$ Z **0.45**
- Z $\frac{V}{l_y}$ Z **0.18**

M'i	ρ = 0.05	ρ = 0.1	ρ = 0.082
M'_1	0.054	0.09	0.172
M'_2	0.0004	0.009	0.0059

- *<u>Moments fléchissants et efforts tranchants :</u>*

	ELS	**ELU**
M_{0x} (t.m/ml)	4.30	4.235
M_{0y}(t.m/ml)	1.17	0.324
$T_{ap,x}$ (t/m)	3.87	
$T_{ap,y}$ (t /m)	2.85	

G ***Tableau récapitulatif des moments fléchissants :***

Charge		ELS		ELU	
		$M_{0x\ (t.m/ml)}$	$M_{0y(t.m/ml)}$	$M_{0x\ (t.m/ml)}$	$M_{0y(t.m/ml)}$
G_{per}		0.855	0	1.154	0
Bc	1[er] cas	2.60	0.73	2.55	0.22
	2[éme] cas	2.975	1.735	2.735	1.185
Bt	1[er] cas	3.82	1.321	3.27	0.585
	2[éme] cas	3.325	1.96	3.244	1.32
Br		2.07	1.74	1.79	1.380
MC_{120}		4.30	1.17	4.235	0.324

G ***Tableau récapitulatif des efforts tranchants :***

Charge		$\mathbf{T_{ap,x}}$ **(t/m)**	$\mathbf{T_{ap,y}}$ **(t /m)**
G_{per}		1.156	0
Bc	1[er] cas	2.20	0.70
	2[éme] cas	3.67	4.04
Bt	1[er] cas	5.69	4.67
	2[éme] cas	3.117	3.402
Br		3.56	4.00
MC_{120}		3.87	2.85

- ***Moments fléchissants:***

	$M_{0x\ (t.m/ml)}$		$M_{0y(t.m/ml)}$	
	ELS	ELU	ELS	ELU
G_{per}	0.777	1.049	0	0
Bc	2.975	2.735	1.735	1.185
Bt	3.82	3.27	1.96	1.32
Br	2.07	1.79	1.74	1.38
MC_{120}	4.30	4.235	1.17	0.324

- ***Efforts tranchants:***

	$T_{ap,x}$ (t/m)	$T_{ap,y}$ (t /m)
G_{per}	1.42	0
Bc	3.67	4.04
Bt	5.69	4.67
Br	3.56	4.00
MC_{120}	3.87	2.85

- ***Flexion globale :***

		G_{per}	Bc	Bt	Br	Mc_{120}
M_y (t.m/ml)	ELS	- 0.00265	0.8752	0.698	0.2014	1.03
	ELU	- 0.0036	1.18	0.942	0.272	1.39

IV- Sollicitation résultantes dans la dalle :

IV-1- Moments fléchissants :

La combinaison des moments est la suivante :

$$M_{0x} = \gamma_G . M_{0x}^{per} + Sup\left[\delta_B \gamma_{Q_1}^{B} . Sup\left(b_c . M_{0x}^{BC} ; b_t . M_{0x}^{Bt} ; M_{0x}^{Br}\right) ; \delta_{MC} . \gamma_{Q_1}^{MC} . M_{0x}^{MC}\right]$$

$$M_{0y} = \gamma_G . M_{0y}^{per} + Sup\left[\delta_B \gamma_{Q_1}^{B} . Sup\left(b_c . M_{0y}^{BC} ; b_t . M_{0y}^{Bt} ; M_{0y}^{Br}\right) ; \delta_{MC} . \gamma_{Q_1}^{MC} . M_{0y}^{MC}\right]$$

Avec : $\delta_B = 1.158$

$\delta_{MC} = 1.107$

$b_c = 1.1$ et $b_t = 1$

E.L.S : $\gamma_G = 1$; $\gamma_{Q1}^{BC} = 1.2$

E.L.U : $\gamma_G = 1.35$; $\gamma_{Q1}^{BC} = 1.6$

- ***Flexion locale :***

	M_x (t.m/ml)	M_y (t.m/ml)
ELU	7.88	2.57
ELS	6.18	2.72

- ***Flexion globale :***

	M_y (t.m/ml)
ELU	1.78
ELS	1.33

IV-2- Efforts Tranchants :

La combinaison qui donne l'effort tranchant est la suivante :

$$T_{ox} = \gamma_G.T_{ox}^{per} + Sup\left[\delta_B \gamma_{Q_1}^B . Sup\left(b_c.T_{ox}^{Bc} ; b_t.T_{ox}^{Bt} ; T_{ox}^{Br}\right)\right]$$

$$T_{oy} = \gamma_G.T_{oy}^{per} + Sup\left[\delta_B \gamma_{Q_1}^B . Sup\left(b_c.T_{oy}^{Bc} ; \delta_{MC}.\gamma_{Q_1}^{Mc}.T_{oy}^{Mc}\right)\right]$$

$$T_{ox} = \gamma_G.T_{OX}^{per} + Sup\left[\delta_B \gamma_{Q_1}^B.b_c.T_{ox}^{Bc} ; \delta_{Mc}.\gamma_{Q_1}^{Mc}.T_{ox}^{Mc}\right]$$

$$T_{oy} = \gamma_G.T_{OY}^{per} + Sup\left[\delta_B \gamma_{Q_1}^B.b_c.T_{OY}^{BC} ; \delta_{MC}.\gamma_{Q_1}^{MC}.T_{OY}^{MC}\right]$$

	$T_{ap,x}$ (t/m)	$T_{ap,y}$ (t /m)
ELU	12.10	8.65
ELS	9.066	6.50

V- Sollicitations dans la dalle continue :

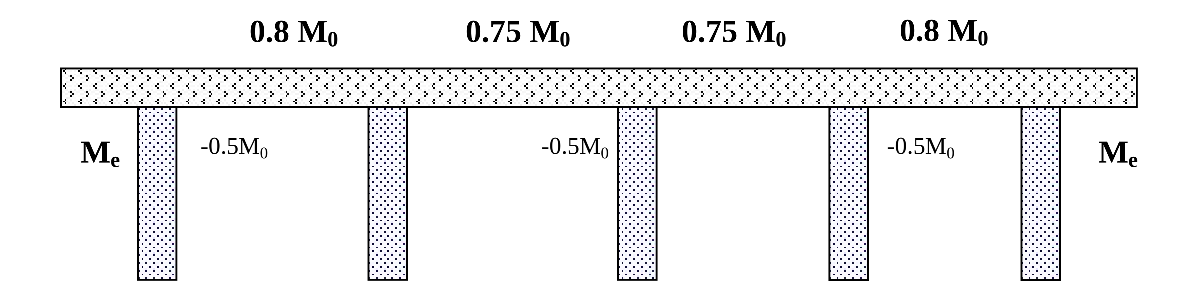


Figure 13 : Répartition des moments sur la dalle

M_e : moment d'encorbellement calculé sous l'effort des charges permanentes et celle des trottoirs.

$$M_e = -\gamma_G.g_{per}^n.\frac{l_{cs}^2}{2}$$

- $g_{per}^n = 0.855\ t/ml$
- L_{cs} = 0.985 m : longueur de la console
- $\gamma_{Q_1}^{tr} = 1$ à l'E.L.S ⇒ L'E.L.S : M_e = - 0.414 t.m
- $\gamma_{Q_1}^{tr} = 1{,}6$ à l'E.L.U ⇒ L'E.L.U : M_e = - 0.663 t.m

- *Moments dans les travées :*

$$M_x^{tot} = M_x^{loc} + M_y^{glo}$$

$$M_y^{tot} = M_y^{loc}$$

- Dans la direction l_x

- En travée de rive : $M_x^{tr} = 0.8M_{0x}$
- En travée intermédiaire : $M_x^{tr} = 0.75\ M_{0x}$

Dans la direction l_y

- En travée de rive : $M_y^{tr} = 0.8M_{0y}$
- En travée intermédiaire : $M_x^{tr} = 0.75\ M_{0y}$

- *Moments sur appui :*

$$M_x^{tot} = M_x^{loc}$$

$$M_y^{tot} = M_y^{loc}$$

Dans la direction l_x

- Appui de rive: $M_x^{ap} = -\mathrm{Sup}\ (0.5M_{0x}\ ; |M_e|)$
- Appui intermédiaire : $M_y^{ap} = -0.5M_{0x}$

Dans la direction l_y

- Appui de rive: $M_y^{ap} = -0.5M_{0x}$
- Appui intermédiaire : $M_y^{ap} = -0.5M_{0x}$

G ***Moments fléchissants :***

		M_x (t.m/ml)		M_y (t.m/ml)	
		ELS	**ELU**	**ELS**	**ELU**
M^{tr}	**Rive**	6.81	7.73	2.18	2.06
	Intermédiaire	5.63	7.24	2.04	1.93
M^{ap}	**Rive**	-3.09	-3.94	-1.36	-1.285
	Intermédiaire	-3.09	-3.94	-1.36	-1.285

G ***Tableau récapitulatif des moments fléchissants et des efforts tranchants :***

	M_x (t.m/ml)		M_y (t.m/ml)	
	ELS	**ELU**	**ELS**	**ELU**
M^{tr}	6.81	7.73	2.18	2.06
M^{ap}	-3.05	-3.87	-1.36	-1.285

	T_x (t/m)	T_y (t /m)
ELU	12.10	8.65
ELS	9.066	6.50

Il faut vérifier la condition suivante :

$$M^{tr} + \frac{|M^{ap}{}_g| + |M^{ap}{}_d|}{2} \geq 1.25 M_{ox} \Rightarrow vérifiée$$

FERRAILLAGE DU HOURDIS

I- Introduction :

Dans le calcul du ferraillage de la dalle, nous allons suivre le règlement du BAEL91.

- **Caractéristiques des matériaux utilisés :**
  - Béton :

    Dosage CPA45 : 400 kg/m^3.

    Résistance mécanique : f_{c28}=25 MPa

    Module d'élasticité : $E_i = 11000\ .\sqrt[3]{f_{c28}}$
  - Aciers:

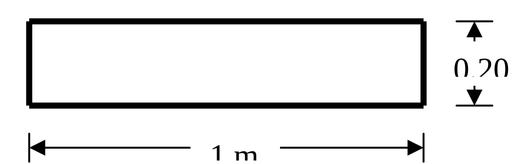
    Rond lisse : $\boldsymbol{f_e}$ Z $\mathbf{235}\,\boldsymbol{MPa}$

    Haute adhérence: $\boldsymbol{f_e}$ Z $\mathbf{400}\,\boldsymbol{MPa}$

II- Dimensionnement:

- *Condition de non fragilité :*

Nous allons déterminer le ferraillage par mètre linéaire. Le dimensionnement se fait pour une section de hauteur 0.20m et de largeur 1m comme le montre la figure suivante :



La condition de non fragilité du béton est :

$$\boldsymbol{A_{\min}} \text{ Z } \mathbf{0.23}\,.\boldsymbol{b_0}\,.\boldsymbol{d}\,.\frac{\boldsymbol{f_{t28}}}{\boldsymbol{f_e}}$$

$$\boldsymbol{A_{\min}} \text{ Z } \mathbf{2.41}\,\boldsymbol{cm^2}$$

- *Particularité du ferraillage dans l'hourdis :*

L'hourdis est calculé comme une poutre à section rectangulaire sous l'effet de la flexion simple et il doit vérifier les conditions suivantes :

- Condition relative au non-poinçonnement sous charges localisées :

Pour ne pas disposer d'armatures transversales, l'épaisseur de l'hourdis doit vérifier la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{Q_u}{0.045 \times U_c \frac{f_{c28}}{\gamma_b}}$$

Avec: $Q_u = \gamma^B_{Q1}.\delta_B.P$

$$\begin{cases} \gamma^B_{Q1} = 1.6 : E.L.U \\ \gamma^B_{Q1} = 1.2 : E.L.S \\ f_{c28} = 25\,MPa \\ \gamma_b = 1.5 \end{cases}$$

U_c : le périmètre du rectangle d'impact

- Charge Bc :

  P = 6 t G Uc = 4x0.585 = 2.34m

  $Q_u^{Bc} = 10.9t \quad \Rightarrow \quad h_d^{Bc} = 0.062m < h_d = 0.2m$ *vérifiée*

- Charge Bt :

  P = 8 t G Uc =2 (0.935+0.585) = 3.04m

  $Q_u^{Bc} = 18.16t \quad \Rightarrow \quad h_d^{Bc} = 0.077m < h_d = 0.2m$ *vérifiée*

- Charge Br :

  P =10 t G Uc =2 (0.935+0.635) = 3.14 m

  $Q_u^{Bc} = 14.53t \quad \Rightarrow \quad h_d^{Bc} = 0.064m < h_d = 0.2m$ *vérifiée*

- Condition relative au non emploi des armatures transversales de l'effort tranchant :

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si la dalle est bétonnée sans reprise sur toute son épaisseur et si la contrainte tangente est telle que :

$$2_u = \frac{T}{b_0.d} \leq 0.07\frac{f_{c28}}{¥_b}$$

- **Sens x-x :**

$$\frac{T}{b_0.d} = \frac{9.066\,.10^{-2}}{1 \times 0.17} = 0.533\,MPa < 0.07\frac{f_{c28}}{¥_b} = 1.16\,MPa$$

$\Rightarrow$ vérifiée

- **Sens y-y :**

$$\frac{T}{b_0.d} = \frac{6.50.10^{-2}}{1\times 0.17} = 0.382\ MPa\ < 0.07\ \frac{f_{c28}}{¥_b} = 1.16\ MPa$$

$\Rightarrow$ Vérifiée

G Ce n'est pas nécessaire de mettre des armatures transversales puisque la condition est vérifiée dans les deux sens.

- Valeurs minimales des armatures - Condition de non fragilité :

On utilise des armatures HA Fe400 :

h_d =20 cm G 12cm ≤ h_d ≤ 30cm

$$\begin{cases} A_x \geq \frac{1}{2}\times °_0 \times (3-°)\div b\times h_b \\ A_x \geq °_0 \times b\times h_d \end{cases}$$

Avec : $° = \frac{l_x}{l_y} = 0.082$

$°_0 = 0.8.10^{-3}$

$$\begin{cases} A_x \geq 2.33\,cm^2 \\ A_y \geq 1.6\,cm^2 \end{cases}$$

$$A_y = \frac{A_x}{3} = 0.78cm^2$$

- Disposition des armatures dans l'hourdis :
  - Diamètre maximal des armatures :

$$¤_{max} \leq \frac{h_d}{10} \quad \Rightarrow \quad ¤_{max} \leq 20mm$$

  - Diamètre minimal des armatures :

La fissuration est *préjudiciable* : G $¤_{min} \geq 6mm$

  - Espacement maximal des armatures :

St = inf (2h_d; 25 cm) =25 cm

  - Enrobage minimal des armatures :

L'enrobage est e = 3cm pour les aciers supérieurs et inférieurs.

- ***Ferraillage :***

Le calcul se fait pour une section de largeur unité soumise à la flexion simple.

- **En travée :**

Sens l_x :

M_{ser} = 6.81 t.m/ml = $6.81.10^{-2}$ MN.m/ml

La fissuration est préjudiciable : $\overline{\pm}_s = \min(2/3 f_e;\ 110\sqrt{\text{¦} f_{tj}}) = 202 Mpa$

- Calcul de M_{rb}

d=0.17m

$$\overline{\pm}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 25 \times 0.6 = 15 Mpa$$

$$\overline{\sim}_1 = \frac{15\overline{\pm}_{bc}}{15\overline{\pm}_{bc} + \overline{\pm}_s} = \frac{15\times 15}{15\times 15 + 202} = 0.527$$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \times \overline{\pm}_{bc} \times b \times \overline{y}_1 \times (d - \frac{\overline{y_1}}{3}) = 0.094 MN.m$$

G M_{ser}<M_{rb} G pas d'armatures comprimées : A'=0

$$«_s = \frac{M_{ser}}{b_0 \times d^2 \times \pm_s} = 0.0116 \Rightarrow Z_{b1} = \frac{15}{16} d \frac{40«_s + 1}{54«_s + 1} = 0.143 m$$

$$\Rightarrow A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z_{b1} \times \pm_s} = 23.57 cm^2$$

Choix des armatures :

8HA20 G Ast = 25.133cm²

Sens l_y :

M_{ser} = 2.18 t.m/ml = 0.0218 MN.m/ml

$\boldsymbol{M_{rb}}$ = 0.094 MN.m/ml

G M_{ser}<M_{rb} G pas d'armatures comprimés : A'=0

$$«_s = \frac{M_{ser}}{b_0 \times d^2 \times \pm_s} = 0.00373 \Rightarrow Z_{b1} = \frac{15}{16} d \frac{40«_s + 1}{54«_s +} = 0.152 m$$

$$\Rightarrow A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z_{b1} \times \pm_s} = 7.1 cm^2$$

Choix des armatures :

7HA12 G Ast = 7.917cm²

- Sur appui :

Sens l_x :

M_{ser} = -3.09 t.m/ml =- 0.0309 MN.m/ml

$\boldsymbol{M_{rb}}$ = 0.094 MN.m/ml

G $M_{ser}<M_{rb}$ G pas d'armatures comprimés : A=0

$$\text{«}_s = \frac{M_{ser}}{b_0 \times d^2 \times \pm_s} = 0.00529 \Rightarrow Z_{b1} = \frac{15}{16} d \frac{40\text{«}_s + 1}{54\text{«}_s +} = 0.15m$$

$$\Rightarrow A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z_{b1} \times \pm_s} = 10.20cm^2$$

Choix des armatures :

7HA14 G Ast = 10.776cm²

Sens l_y:

M_{ser} = -1.36 t.m/ml = 0.0136 MN.m/ml

$\boldsymbol{M_{rb}}$ = 0.094MN.m/ml

G $M_{ser}<M_{rb}$ G pas d'armatures comprimés : A=0

$$\text{«}_s = \frac{M_{ser}}{b_0 \times d^2 \times \pm_s} = 0.00233 \Rightarrow Z_{b1} = \frac{15}{16} d \frac{40\text{«}_s + 1}{54\text{«}_s +} = 0.1547m$$

$$\Rightarrow A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z_{b1} \times \pm_s} = 4.35cm^2$$

Choix des armatures :

6HA10 G Ast = 4.712cm²

- **Tableau de ferraillage:**

Sens	Sens x-x		Sens y-y	
	Travée	Appui	Travée	Appui
$A_{st\ calculée}$ (cm²)	23.57	10.20	7.10	4.35
$A_{st\ choisie}$ (cm²)	25.133	10.776	7.697	4.712
Choix	8HA20	7HA14	5HA14	6HA10
Espacement (cm)	14.30	16.66	25	20

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] : J.A.Calgaro ; M.Virlogeux, « Projet et Construction des Ponts »,
Analyse Structurale des tabliers de ponts ; 2^{iéme} édition ; Presse de l'école nationale de pont et chaussées. Septembre 1994.

[2] : Ch.Massonnet, « Complément à la Méthode de Calcul des Ponts à Poutres Multiples ». Annales de l'ITBTP, N°169, Jan 1962.

[3] : R.Barès et Ch.Massonnet, « Le Calcul des Grillages de Poutres et Dalles Orthotropes ».Dunod, Paris 1966.

[4] : Faouzi.A «Détermination du coefficient de répartition transversale à l'aide de la méthode de calcul des ponts à poutres multiples en utilisant la méthode de Guyon-Massonnet ». Polycopie ENIG, Juin 2003.

[5] : SETRA, « VIPP : Viaduc à travées Indépendantes à Poutres de Béton Précontrainte ».Calcul automatique, Pièce : 2.5, Méthode de calcul, 2^{éme} partie : Calcul des efforts.

9 Etude de la flexion globale du hourdis

9.1 Introduction

L'étude de la flexion globale se base sur la méthode de Guyon et Massonnet qui donne la valeur du moment fléchissant dans une entretoise par la formule suivante :

$$My(x,y) = \frac{b}{8} \cdot \sum_{n=1}^{\infty} \alpha_n \cdot q_n \cdot \sin\left(\frac{n\pi \cdot x}{l_c}\right)$$

Avec:

b : demi- largeur active du pont : $b = \frac{L_T}{2}$

- α_n - coefficient de Guyon et Massonnet.
- q_n - charge appliquée en forme de la lame de couteau.
- L_c - longueur de calcul

Comme le moment maximum est au centre de la dalle alors :

$$x = \frac{L_C}{2} = \quad \Rightarrow \sin\left(\frac{n\pi x}{l_c}\right) = \sin\left(\frac{n\pi}{2}\right)$$

Si n : impair $\sin\left(\frac{n\pi}{2}\right) = \pm 1$

n : pair $\sin\left(\frac{n\pi}{2}\right) = 0$

Donc on ne retient que les nombres de n impairs, on peut se contenter des trois premiers termes (1 ; 3 et 5)

$$\Rightarrow My = \frac{b}{8} \cdot (« _1 \times q_1 - « _3 \times q_3 + « _5 \times q_5)$$

On doit donc déterminer les charges q_1 et q_2 tout en considérant l'effet des charges :

- Charge g^{n}_{per}.
- q_{tr}, M_{c120}.
- B_c, B_t et B_r

Puis on détermine les coefficients $« _n$

9.2 Détermination des coefficients «

Le coefficient $« _n$ dépend de :

- Premier paramètre fondamental de torsion α .
- Deuxième paramètre fondamental d'entretoisement θ .
- Ordonnée de la fibre considérée du hourdis y.
- Position de la charge, e.

9.2.1 Courbe $« _1$ et de $« _3$ en fonction de :

b = => $\frac{b}{4}$ =

Le paramètre de torsion α =

D'où l'interpolation sur α est :

$$« = « _0 + (« _1 - « _0)\sqrt{\sim}$$

$$« _{\sim} = x« _{(\sim=0)} + y.« _{(\sim=1)}$$

En ce qui concerne θ , on détermine ceux du 1er et du $3^{éme}$ harmonique, à savoir :

$\theta_1 = \frac{b}{L_C} =$ - pour le calcul de μ_1.

$\theta_3 = \frac{3 \times b}{L_C}$ - pour le calcul de μ_3

Une interpolation linéaire est nécessaire pour θ_1 = entre θ= et θ =

9.2.2 Détermination des moments globaux :

9.2.2.1 Charge permanente :

Transversalement **:**

On charge toute la largeur transversale puisque cette charge existe toujours. Vu que cette charge est uniformément répartie, on détermine les coefficients, μ_1 et μ_3 en prenant les différentes surfaces positives et négatives.

On prend l'avantage de la symétrie en traitant deux fois la moitié

$$\mu_1 = 2\left(\frac{1}{2}\cdot\mu_1(e=-b)+\mu_1\left(e=-\frac{3b}{4}\right)+\mu_1(e=-\frac{b}{2})+\mu_1(e=-\frac{b}{4})+\frac{1}{2}\mu_1(e=0)\right)\frac{b}{4}$$

D'où :

$\prod$ μ_1 =

De même :

$$\mu_3 = 2\left(\frac{1}{2}\cdot\mu_3(e=-b)+\mu_3\left(e=-\frac{3b}{4}\right)+\mu_3(e=-\frac{b}{2})+\mu_3(e=-\frac{b}{4})+\frac{1}{2}\mu_3(e=0)\right)\frac{b}{4}$$

$\prod$ μ_3 =

Longitudinalement ***:***

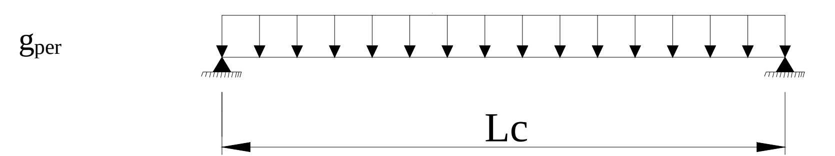


Figure 12 : chargement de g_{per} dans le sens longitudinal

On a : g_{per} = ……… t /m²

$q_1 = \frac{4\times g}{®} = ...t/m^2$

$q_3 = \frac{4\times g}{3\times ®} = ...t/m^2$.

Enfin, on obtient le moment de la flexion globale sous l'effet de la charge permanente :

My = $\frac{b}{8}(«_1 \cdot q_{1-} «_3 \cdot q_3)$ = ...tm/ml

3-2 Charge type Bc :

Transversalement :

Les charges Bc sont placées sur les courbes de la manière la plus défavorable :

<u>1ere cas : 1 file de Bc :</u>

1ère position symétrique :

$$«_{i,j} = \frac{1}{2}\sum_{i} «_{j,i} \quad j = 1, 3.$$

$\mu_{1,i}$ = ……. Et $\mu_{3,i}$ = ……..

$\mu_1 = \frac{1}{2}\sum «_{1,i}$ = …… et μ_3 $\frac{1}{2}\sum «_{3,j}$ = ……..

2eme position non symétrique:

$\mu_{1,1}$ = ………. $\mu_{1,2}$ =……….

$\mu_{3,1}$ = ………. $\mu_{3,2}$ = ………

$\mu_1 = \frac{1}{2}\sum «_{1,i}$ = ………

$\mu_3 = \frac{1}{2}\sum «_{3,i}$ = ……….

<u>2eme cas : 2 files de Bc:</u>

1ère position symétrique:

$\mu_{1,1}$ = …….et $\mu_{1,2}$ = ……..

$\mu_{3,1}$ = ……..et $\mu_{3,2}$ = …….

$\mu_1 = \frac{1}{2}\sum «_{1,i}$ = ……….

μ_3 $\frac{1}{2}\sum «_{3,j}$ =………..

2eme position non symétrique :

$\mu_{1,1}$ = ……. $\mu_{1,2}$ =………. $\mu_{1,3}$ = …… $\mu_{1,4}$ = …….

$\mu_{3,1}$ = ………. $\mu_{3,2}$ = ………. $\mu_{3,3}$ = ………$\mu_{4,4}$ = ……..

➔ μ_1 =……….. μ_3 = ………

<u>3eme cas : 3 files de Bc :</u>

1ère position symétrique :

$\mu_{1,1}$ = ……..$\mu_{1,2}$ = ……..$\mu_{1,3}$ = ……..

$\mu_{3,1}$ = 0.10386 $\mu_{3,2}$ = 0.07744 $\mu_{3,3}$ = -0.00649

$\mu_1 = \frac{1}{2}\sum «_{1,i}$ =0.30384

$\mu_3 = \frac{1}{2}\sum «_{3,j}$ =0.17482

2eme position non symétrique :

$\mu_{1,1}$ = 0.2336 $\mu_{3,1}$ = 0.16585
$\mu_{1,2}$ = 0.1994 $\mu_{3,2}$ = 0.03181
$\mu_{1,3}$ = 0.1003 $\mu_{3,3}$ = 0.1331
$\mu_{1,4}$ = 0.0682 $\mu_{3,4}$ = 0.05955

$\mu_{1,5} = 0.0682$ $\mu_{3,5} = 0.03181$

$\mu_{1,6} = 0.0566$ $\mu_{3,6} = -0.03979$

➔ $\mu_1 = 0.30653$ $\mu_3 = 0.18821$

<u>4eme cas : 4 files de Bc :</u>

1ère position symétrique :

$\mu_{1,1} = 0.2164$ $\mu_{1,2} = 0.0842$ $\mu_{1,3} = 0.0523$ $\mu_{1,4} = -0.0719$

$\mu_{3,1} = 0.14907$ $\mu_{3,2} = 0.04243$ $\mu_{3,3} = 0.02165$ $\mu_{3,3} = -0.03979$

$$\mu_1 = \frac{1}{2}\sum \text{«}_{1,i} = 0.2810$$

$$\mu_3 = \frac{1}{2}\sum \text{«}_{3,j} = .0.16558$$

2eme position non symétrique :

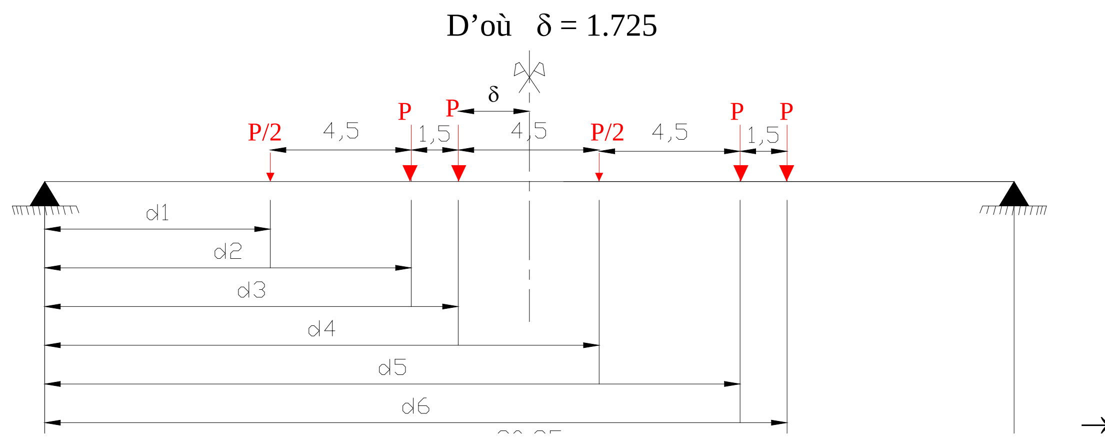
➔ $\mu_1 = 0.2812$ $\mu_3 = 0.16656$

Longitudinalement :

La position la plus défavorable est déterminée par le théorème de BARRE

On a : Lc = 35.95 m > 18.38 m

D'où $\delta = 1.725$



→ la position la plus défavorable est comme suit :

$d1 = \frac{lc}{2} - (4.5 + 1.5 + \delta)$ → d1 = 6.75 m → P1 = 60KN

d2 = d1 + 4.5 → d2 = 14.75m → P2 = 120 KN

d3 = d2 + 1.5 → d3 = 16.25 m → P3 = 120 KN

d4 = d3 + 4.5 → d4 = 20.75 m → P4 = 60 KN

d5 = d4 + 4.5 → d5 = 25.25 m → P5 = 120 KN

d6 = d5 + 1.5 → d6 = 26.75m → P6 = 120 KN

$$q_1 = \sum_{i=1}^{n} \frac{2 \cdot P_i}{lc} \cdot \sin\left(\frac{\text{®} \cdot d_i}{lc}\right) \qquad q_3 = \sum_{i=1}^{n} \frac{2 \cdot P_i}{lc} \cdot \sin\left(\frac{3 \cdot \text{®} \cdot d_i}{lc}\right)$$

$$q_1 = \frac{2P}{lc}\left[\frac{1}{2}\sin\left(\frac{\text{®} \cdot d1}{lc}\right) + \sin\left(\frac{\text{®} \cdot d2}{lc}\right) + \sin\left(\frac{\text{®} \cdot d3}{lc}\right) + \frac{1}{2}\sin\left(\frac{\text{®} \cdot d4}{lc}\right) + \sin\left(\frac{\text{®} \cdot d5}{lc}\right) + \sin\left(\frac{\text{®} \cdot d6}{lc}\right)\right]$$

D'où → $q_1 = 2.941$t.m/ml.

$$q_3 = \frac{2P}{lc}\left[\frac{1}{2}\sin\left(\frac{3\text{®} \cdot d1}{lc}\right) + \sin\left(\frac{3\text{®} \cdot d2}{lc}\right) + \sin\left(\frac{3\text{®} \cdot d3}{lc}\right) + \frac{1}{2}\sin\left(\frac{3\text{®} \cdot d4}{lc}\right) + \sin\left(\frac{3\text{®} \cdot d5}{lc}\right) + \sin\left(\frac{3\text{®} \cdot d6}{lc}\right)\right]$$

D'où → $q_3 = -0.4806$t.m/ml.

Enfin les moments fléchissants sont obtenus et comparés pour en tirer la valeur maximale. Comme les coefficients μ sont multipliés par les charges q, la comparaison entre les différents cas doit ce faire à ce niveau. C'est là aussi qu'on tient compte des coefficients bc pour comparer les différents cas (la comparaison se fait avec $bc \times My$)

Avec $My = \frac{b}{8}(«_1 \cdot q_{1} - «_3 \cdot q_3)$

- <u>1er cas : 1 file de Bc :</u> bc=1.2

  1ère position non symétrique :

  My = 0.48727 t.m /ml ⇒ bc×My = 0.5847 t.m /ml

  2eme position symétrique :

  My = 0.49271 t.m /ml ⇒ bc× My = 0.59126 t.m /ml

- <u>2eme cas : 2 files de Bc :</u> bc=1.1

  1er position symétrique :

  My = 0.88464 t.m /ml ⇒ bc× My = 0.9731 t.m /ml

  2eme position non symétrique :

  My = 0.88529 t.m /ml⇒ bc× My = 0.97382 t.m /ml

- <u>3eme cas : 3 files de Bc :</u> bc=0.95

  1er position symétrique :

  My = 0.88597 t.m /ml⇒ bc× My = 0.84167 t.m /ml

  2eme position non symétrique :

  My = 0.89897 t.m /ml⇒ bc× My = 0.85403 t.m /ml

- <u>4eme cas : 4 files de Bc :</u> bc=0.8

  1er position symétrique :

  My = 0.82106 t.m /ml⇒ bc× My = 0.65685 t.m /ml

  2eme position non symétrique :

  My = 0.82203 t.m /ml⇒ bc× My = 0.65762 t.m /ml

Donc le deuxième cas (deux files) à sa première position symétrique représente le cas le plus défavorable.

A retenir: <u>My =0.88529 t.m /ml bc= 1.1</u>

On tiendra compte par suite des différents coefficients à savoir bc, γ_{Q1} et δ_B

bc = 1.1

γ_{Q1} : coefficient de pondération de BAEL.

γ_{Q1} = 1.6 à l'ELU.

γ_{Q1} = 1.2 à l'ELS

δ_B coefficient de majoration dynamique (la même pour la flexion locale).

3-4 Charge type B_t :

Transversalement :

Les charges Bt sont placées sur les courbes de la manière la plus défavorable :

- <u>1er cas : 1 file de Bt :</u>

  1ère position symétrique :

  ➔ $\mu_1 = \frac{1}{2}\sum «_{1,i} = 0.16585$ et $\mu_3 = \frac{1}{2}\sum «_{3,j} = 0.10386$

  2eme position non symétrique :

➔ μ_1 = = 16694 μ_3 = = 0.1097

- 2eme cas : 2 files de Bt :

  1ère position symétrique :

  $\mu_{1,1}$ = 0.0682 et $\mu_{1,2}$ = 0.1994

  $\mu_{3,1}$ = 0.03181 et $\mu_{3,2}$ = 0.13319

  ➔ μ_1 =0.26762 μ_3 =0.165

  2eme position non symétrique :

  ➔ μ_1 = 0.26812 μ_3 = 0.16758

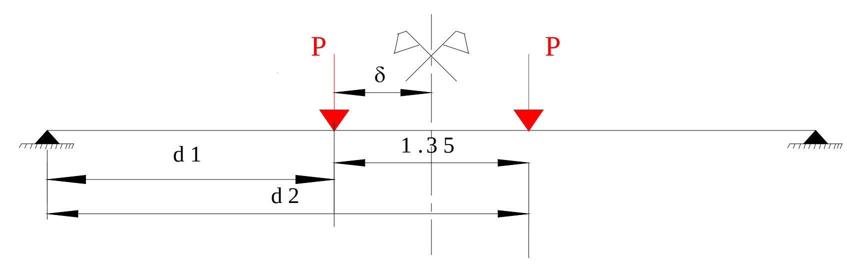
Longitudinalement :

La position la plus défavorable est déterminée par le théorème de BARRE

On a : Lc = 28.95 m > 18.38 m

D'où δ = 1.725 m

→ La position la plus défavorable est comme suit :



$d1 = \frac{lc}{2}$ - 1.35/2=17.3 → d1 = 17.3 m → P = 16t

$d2 = \frac{lc}{2}$ +13.5/2=18.65 → d2 = 18.65 m → P = 16t

$$q_1 = \sum_{i=1}^{n} \frac{2 \cdot P_i}{lc} \cdot \sin\left(\frac{\text{®} \cdot d_i}{lc}\right) \qquad q_3 = \sum_{i=1}^{n} \frac{2 \cdot P_i}{lc} \cdot \sin\left(\frac{3 \cdot \text{®} \cdot d_i}{lc}\right)$$

$$q_1 = \frac{2P}{lc}\left[\sin\left(\frac{\pi \cdot d1}{lc}\right) + \sin\left(\frac{\pi \cdot d2}{lc}\right)\right]$$

d'où → q_1 = 1.777 t.m/ml .

$$q_3 = \frac{2P}{lc}\left[\sin\left(\frac{3\pi \cdot d1}{lc}\right) + \sin\left(\frac{3\pi \cdot d2}{lc}\right)\right]$$

d'où → q_3 = -1.752t.m/ml .

avec $My = \frac{b}{8}(\text{«}_1 \cdot q_{1-} \text{«}_3 \cdot q_3)$

- 1er cas : 1 file de Bt :

  1ère position non symétrique :

  My = 0.44301 t.m /ml

  2eme position symétrique :

  My = 0.4319 t.m /ml

- 2eme cas : 2 files de Bt : bt=1.1

  1ère position non symétrique :

  My = 0.6978 t.m /ml

  2eme position symétrique :

  My = 0.69296 t.m /ml

Donc le deuxième cas (deux files) à sa première position symétrique représente le cas le plus défavorable.

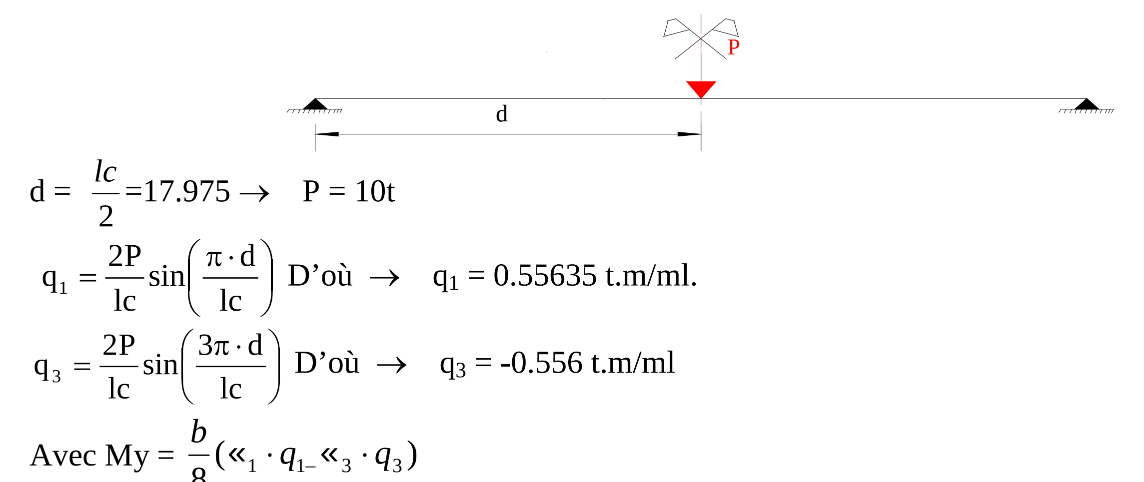
A retenir: My =0.69296 t.m /ml bt= 1

3-5 Charge type Br :

Transversalement :

μ_1= 0.23359 et μ_3 = 0.16585

Longitudinalement :



$d = \frac{lc}{2} = 17.975 \rightarrow$ P = 10t

$q_1 = \frac{2P}{lc} \sin\left(\frac{\pi \cdot d}{lc}\right)$ D'où $\rightarrow$ q_1 = 0.55635 t.m/ml.

$q_3 = \frac{2P}{lc} \sin\left(\frac{3\pi \cdot d}{lc}\right)$ D'où $\rightarrow$ q_3 = -0.556 t.m/ml

Avec My = $\frac{b}{8}(\mu_1 \cdot q_{1} - \mu_3 \cdot q_3)$

My = $(0.23359 \times 0.5563 - 0.16585 \times -0.556) \times \frac{7.25}{8}$ = 0.20137 t.m /ml

A retenir : My =0.20137 t.m /ml

3-6 ChargeMc120:

Transversalement :

Les valeurs de μ sont déterminées d'après la figure

L_{Mc} = 1 m

- 1er cas : 1chenilles sur l'axe, l'autre à 2.3 m :

$\Rightarrow$ μ_1 = 0.10863 et μ_3 = 0.06728

- 2eme cas : 2 chenilles symétriques :

$\mu_1 = \frac{L_{Mc}}{4} \sum \mu_{1,i}$ $\Rightarrow$ μ_1 = 0.12325 et μ_3 = 0.07123

Longitudinalement

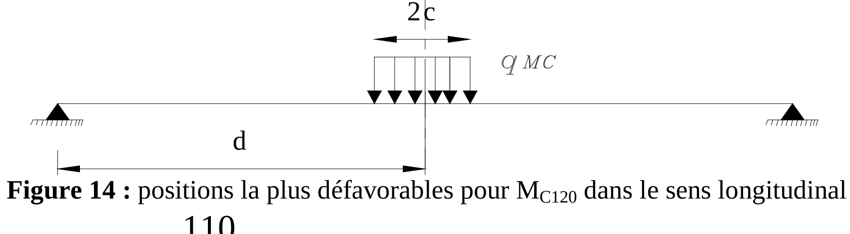


Figure 14 : positions la plus défavorables pour M_{C120} dans le sens longitudinal

$c = \frac{6.10}{2} = 3.05$m $q = \frac{110}{6.1 \times 1} = 18.03$ t/m²

d = 0.5 lc => $\sin \frac{\pi d}{lc} = 1$ et $\sin \frac{3\pi d}{lc} = -1$

$$q_1 = \frac{4q}{lc}\left[\sin\frac{® \cdot c}{lc} \times \sin\left(\frac{® \cdot d}{lc}\right)\right]$$ ⇒ q_1 = 6.046 t /m².

$$q_3 = \frac{4q}{lc}\left[\sin\frac{3 \cdot ® \cdot c}{lc} \sin\left(\frac{3® \cdot d}{lc}\right)\right]$$ ⇒ q_3 = 5.487 t /m² .²

Ainsi on obtient le moment dans chaque cas. My = $\frac{b}{8}(«_1 \cdot q_{1-} «_3 \cdot q_3)$.

- 1er cas : 1chenilles sur l'axe, l'autre à 2.3m:

My = 0.2606 t.m /ml

- 2eme cas : 2 chenilles symétriques

My = 0.3211 t.m /ml

Donc le premier cas symétrique est le cas le plus défavorable

⇒ My = = 0.3211 KN.m /ml

⇒ A retenir: My = 0.3221 KN.m/ml

Tableau récapitulatif

Charge	g_{per}	Bc	Bt	Br	Mc120
My [t.m/ml]	-0.001805	0.88529	0.69296	0.20137	0.3221

ETUDE DE LA FLEXION LOCALE DU HOURDIS

La couverture des ponts en béton armé est constituée par une dalle (hourdis), également en béton armé et dont l'épaisseur et les armatures sont, le plus généralement, fixées par

Après l'étude du flexion locale ; la flexion Globale et la flexion total (rôle du hourdis), que par la flexion générale (rôle de la membrane supérieure de la poutre).

Le hourdis est supporté par un réseau de poutres et d'entretoises qui le découpent en dalles de cotés l_X et l_Y (respectivement, distances entre nus de deux poutres et de deux entretoises voisines).

On va spécifier dans notre étude un panneau de dalle comme le montre la figure suivante :

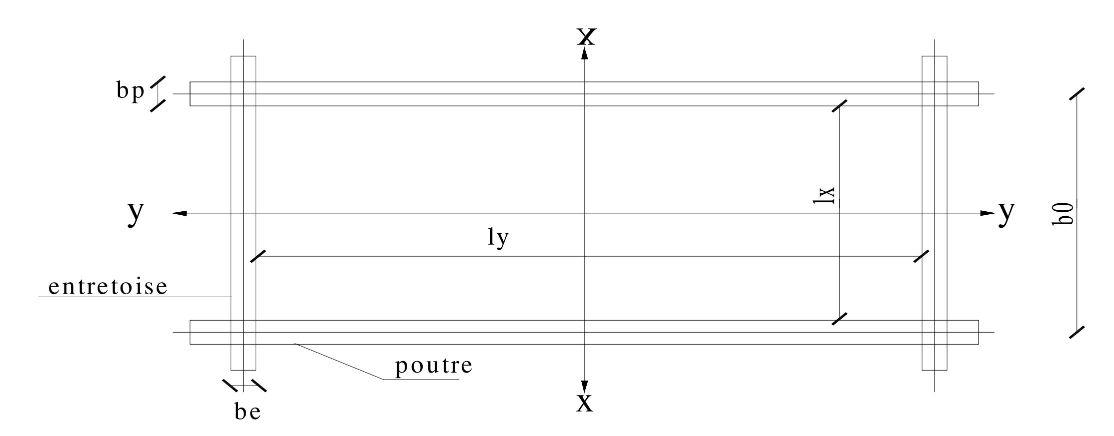


Fig.17 : Schéma de calcul de l'hourdis

Le calcul des sollicitations pour les dalles rectangulaires simplement appuyées peut être effectué au moyen des abaques de Mougin en fonction du rapport ° $= \frac{l_x}{l_y}$

Avec :

$$l_x = b_0 - b_p \Rightarrow l_x = 1.67 - 0.5 = 1.17m \; l_x = 1.17 \; m \; l_y = 17.2 \; m$$

$$l_y = l_c - b_e \Rightarrow l_y = 17.4 - 0.2 = 17.2m$$

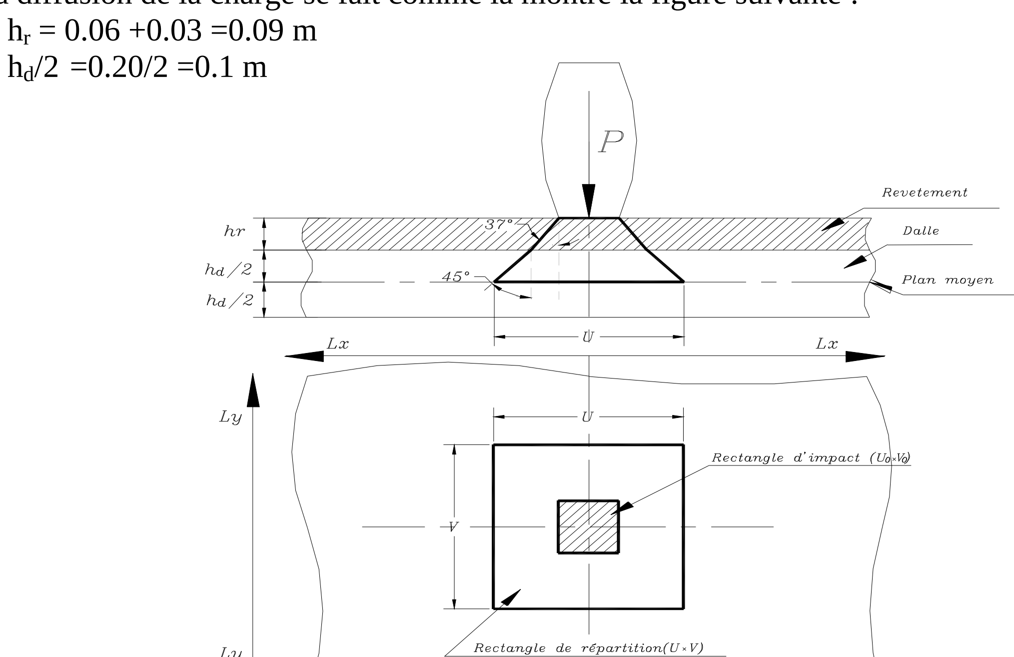
$\rho < 0.4 \Rightarrow$ La dalle porte dans une seule direction (charge uniformément repartie sur toute la surface).

- M_x : moment fléchissant au centre de la dalle dans la direction l_x (autour de l_y).
  M_y : moment fléchissant au centre de la dalle dans la direction l_y (autour de l_x).

I- Diffusion des charges localisées :

Les angles de diffusion des différents matériaux sont :
Pour le béton arme : 45°
Pour le revêtement : 37°

La charge localisée P s'applique sur un rectangle de dimensions : U_0 V_0
La diffusion de la charge se fait comme la montre la figure suivante :
h_r = 0.06 +0.03 =0.09 m
h_d/2 =0.20/2 =0.1 m



Au niveau du plan moyen, la charge se repartie sur U × V :

$U=U_0 + 2\,tg37°\,h_r + h_d \Rightarrow U=U_0 + 1.5\,h_r + h_d \Rightarrow U=U_0 + 0.335$

$V=V_0 + 2\,tg37°\,h_r + h_d \Rightarrow V=V_0 + 1.5\,h_r + h_d \Rightarrow V=V_0 + 0.335$

$\Rightarrow$ **U Z U_0 H 0.335**
V Z V_0 H 0.335

II- Calcul des sollicitations dues aux charges réparties :

II-1- Charges permanentes $g^n{}_p$:

$g^n{}_p = \gamma_B \cdot h_d + \gamma_r \cdot h_r \quad \Rightarrow \quad g^n{}_p = 25\times 0.20 + (1.2\times 0.03\times 2.2 + 1.4\times 0.06\times 2.4) = 0.781\ t/m^2$

$\Rightarrow \boldsymbol{g_p{}^n = 0.781\,t/m^2}$

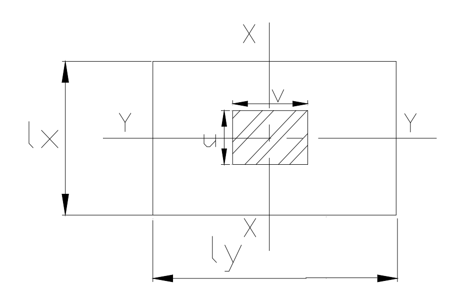
- *Sollicitations :*

$\rho < 0.4 \Rightarrow \quad M_{0y} = 0$ et $T_{apy} = 0$

$$M_{0x} = g^n{}_p \frac{l^2{}_x}{8} \qquad Tap_x = g^n{}_p \frac{l_x}{2} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \boldsymbol{M_{0x} = 0.855\,t.m} \\ \boldsymbol{Tap_x = 1.156\,t} \end{cases}$$

II-2- Sollicitations dues aux charges localisées concentrées P placées au centre de la dalle :

Dans ce cas de charge, la dalle travaille toujours dans les deux sens quelque soit la valeur de ρ. La charge localisée est répartie sur un rectangle de répartition (U x V).



- *Moments fléchissants :*

- $M_{0x} = (M_1 + \nu M_2)\,P$
- $M_{0y} = (M_2 + \nu M_1)\,P$

Avec $\nu = 0.2$ à l'ELS

$\nu = 0$ à l'ELU

En fonction de $\rho\ ;\ \boldsymbol{\frac{U}{l_x}}$ ***et*** $\boldsymbol{\frac{V}{l_y}}$ les abaques de MOUGIN donne M_1 et M_2

$\rho = 0.078 \Rightarrow$ on fait une interpolation linéaire entre $\rho_1 = 0.05$ et $\rho_2 = 0.1$.

$\boldsymbol{\rho_1 = 0.05} \Rightarrow \begin{cases} M_1{}^{(1)} \\ \end{cases}$

$M_2^{(1)}$

° Z **0.082** Ĝ $\begin{cases} M_1 \\ M_2 \end{cases}$

$°_2$ Z **0.1** Ĝ $\begin{cases} M_1^{(2)} \\ M_2^{(2)} \end{cases}$

$$M_1 = \frac{\circ - \circ_1}{\circ_2 - \circ_1}\left(M_1^{(2)} - M_1^{(1)}\right) + M_1^{(1)} = 0.64 \times M_1^{(2)} + 0.36 \times M_1^{(1)}$$

$$M_2 = \frac{\circ - \circ_1}{\circ_2 - \circ_1}\left(M_2^{(2)} - M_2^{(1)}\right) + M_2^{(1)} = 0.64 \times M_2^{(2)} + 0.36 \times M_2^{(1)}$$

- *Efforts tranchants :*

Les valeurs maximales de l'effort tranchant sur le bord de la dalle sont égales à

- 1[er] cas : U>V

- Au milieu de V (sens xx) : $Tap_x = \frac{P}{3 \cdot U}$

-Au milieu de U (sens yy) : $Tap_y = \frac{P}{2 \cdot U + V}$

-2[eme] cas : U<V

- Au milieu de V (sens xx): $Tap_x = \frac{P}{2 \cdot V + U}$

- Au milieu de U (sens yy): $Tap_y = \frac{P}{3 \cdot V}$

III - Calcul des sollicitations dues aux charges concentrées

III-1- Charges localisées placées au centre :

2. *Charges Br :*

C'est une roue isolée disposée normalement à l'axe longitudinal de la chaussée

- P = 10 t
- U_0 = 0.6 m G U = 0.935 m
  V_0 = 0.3 m G V = 0.635 m
- $\sim = \frac{U}{l_x} = \frac{0.935}{2.96} = 0.32$
- Z $\frac{\boldsymbol{V}}{\boldsymbol{l_y}}$ Z $\frac{\mathbf{0.635}}{\mathbf{35.69}}$ Z **0.017**

D'après les abaques de MOUGIN :

Mi	ρ = 0.05	ρ = 0.1	ρ = 0.082
M_1	0.172	0.183	0.179
M_2	0.10	0.16	0.138

* à l'E.L.S : (ν =0.2)

$M_{0x} = (M_1 + \nu M_2) P \Rightarrow M_{0x} = 2.066$ t.m

$M_{0y} = (M_2 + \nu M_1) P \Rightarrow M_{0y} = 1.74$ t.m

* à l'E.L.U : (ν =0)

$M_{0x} = M_1\ P \Rightarrow M_{0x} = 1.79$ t.m

$M_{0y} = M_2\ P \Rightarrow M_{0y} = 1.38$ t.m

- *Moments fléchissants et efforts tranchants :*

	ELS	ELU
M_{0x} (t.m/ml)	2.066	1.79
M_{0y}(tm/ml)	1.74	1.38
$T_{ap,x}$ (t/ml)	3.56	
$T_{ap,y}$ (t/ml)	4.00	

III-2- Charges localisées décentrées :

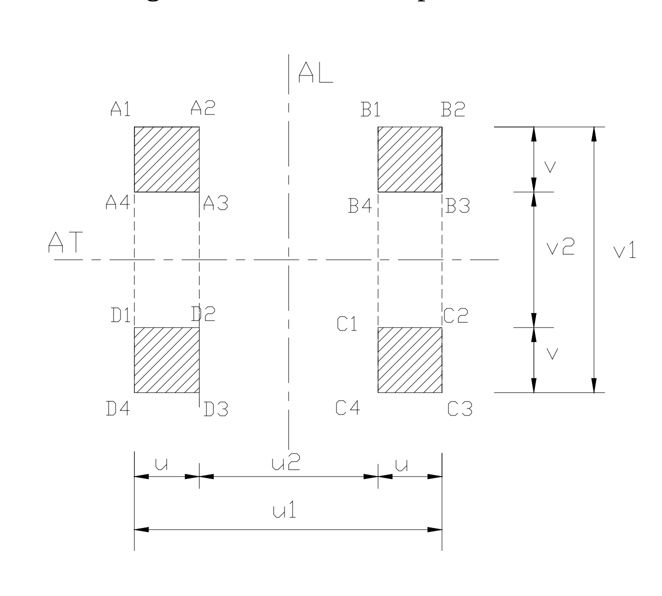
4. *Charge Bc :*

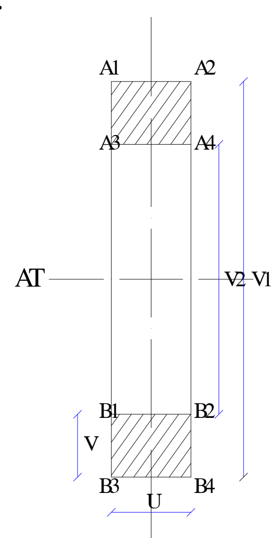
4.1. 1ère cas :

Effet de deux rectangles situés sur un axe et symétriques par rapport à un autre.

- P= 6 t
- $U_0 = V_0 = 0.25$ m
  U=V=0.585 m
- La densité de charge : $p = \frac{P}{UV} \Rightarrow$ p = 17.53 t /m^2

Dans la figure ci dessous nous présentons le cas de chargement considéré :





Chevauchement

G $(A_1, A_2, A_3, A_4)+ (B_1, B_2, B_3, B_4) = (A_1, A_2, B_3, B_4) - (A_3, A_4, B_1, B_2)$

- Effet de **(A_1, A_2, B_3, B_4)** de dimensions U_1 et V_1 :

$U_1 = U + 0.5 \Rightarrow U_1 = 1.085$ m

$V_1 = V + 1.5 \Rightarrow V_1 = 2.085$ m

- $\sim Z \frac{U_1}{l_x} Z \frac{\mathbf{1.085}}{\mathbf{2.96}} Z \mathbf{0.366}$
- $Z \frac{V_1}{l_y} Z \frac{\mathbf{2.085}}{\mathbf{35.69}} Z \mathbf{0.058}$
- $P' = p\, U_1\, V_1 = 17.53 \times 1.085 \times 2.085 \Rightarrow P' = 39.66$ t

D'après les abaques de MOUGIN :

M'i	ρ = 0.05	ρ = 0.1	ρ = 0.082
M'_1	0.122	0.155	0.14
M'_2	0.025	0.06	0.0474

- Effet de **(A_3, A_4, B_1, B_2)** de dimensions U_1 et V_2

$U_1 = 1.085$ m
$V_2 = 1.5 - V = 0.915$ m

- $\sim Z \frac{U_1}{l_x} Z \mathbf{0.366}$
- $Z \frac{V_2}{l_y} Z \mathbf{0.025}$
- $P'' = p\, U\, V_2 = 17.53 \times 1.085 \times 0.915 \Rightarrow P'' = 17.40$ t

D'après les abaques de MOUGIN :

M''i	ρ = 0.05	ρ = 0.1	ρ = 0.078
M''_1	0.16	0.178	0.172
M''_2	0.07	0.11	0.0956

- *Moments fléchissants et efforts tranchants :*

	ELS	**ELU**	$\mathbf{T_{ap,x}}$	$\mathbf{T_{ap,y}}$
$\mathbf{M'_{0x}}$	5.92	5.55	7.55	6.34
$\mathbf{M'_{0y}}$	2.99	1.88		
$\mathbf{M''_{0x}}$	3.325	3.00	5.35	5.64
$\mathbf{M''_{0y}}$	2.26	1.66		

G ***Moment flechissant:***

$$\mathbf{M_{0x} = M'_{0x} - M''_{0x}}$$
$$\mathbf{M_{0y} = M'_{0y} - M''_{0y}}$$

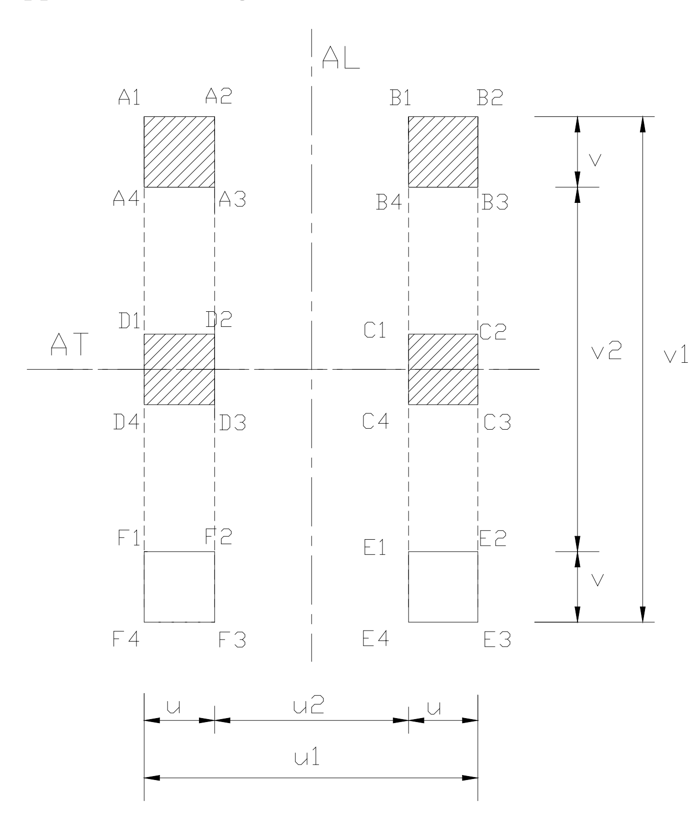
G ***Effort tranchant:***

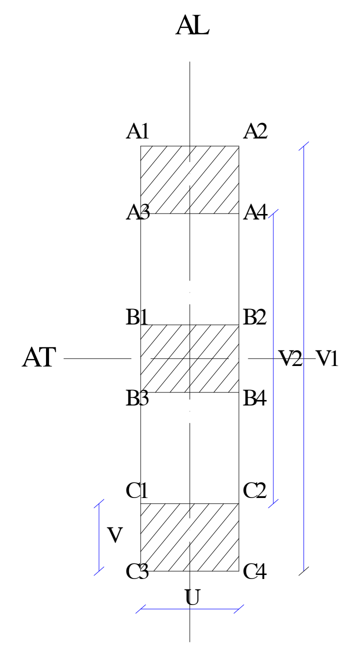
$$\mathbf{T_{ap,x} = T'_{ap,x} - T''_{ap,x}}$$
$$\mathbf{T_{ap,y} = T'_{ap,y} - T''_{ap,y}}$$

	ELS	**ELU**
$\mathbf{M_{0x}}$ **(t.m/ml)**	2.60	2.55
$\mathbf{M_{0y}}$ **(t.m/ml)**	0.73	0.22
$\mathbf{T_{ap,x}}$ **(t/ml)**	2.20	
$\mathbf{T_{ap,y}}$ **(t/ml)**	0.70	

4.2. $2^{éme}$ cas :

Effet de quatre rectangles dont deux centrées sur l'axe transversal et symétriques par rapport à l'axe longitudinal :





$(A_1, A_2, A_3, A_4) + (B_1, B_2, B_3, B_4) = 1/2[(A_1, A_2, C_3 ; C_4) - (A_3, A_4, C_1, C_2)] + (B_1, B_2, B_3, B_4)$

- Effet de **(A_1, A_2, C_3, C_4)** dim U_1 V_1

  $U_1 = 1.085$m

  $V_1 = 3.585$m

  - $\sim Z \frac{U_1}{l_x} Z \frac{1.085}{2.96} Z \mathbf{0.366}$
  - $Z \frac{V_1}{l_y} Z \frac{3.585}{35.69} Z \mathbf{0.1}$
  - $P' = p\, U_1\, V_1 = 17.53 \times 1.085 \times 3.585 \quad \Rightarrow \quad P' = 68.19$ t

- Effet de **(A_3, A_4, C_1, C_2)** de dimensions U_1 et V_2 :

  $U_1 = 1.085$ m

  $V_2 = 2.415$ m

  - $\sim Z \frac{U_1}{l_x} Z \mathbf{0.366}$
  - $Z \frac{V_2}{l_y} Z \mathbf{0.067}$
  - $P'' = p\, U_1\, V_2 = 17.53 \times 1.085 \times 2.415 \quad \Rightarrow \quad P'' = 45.93$ t

- Effet de **(B_1, B_2, B_3, B_4)** de dimensions U_1 et V :

  $U_1 = 1.085$ m

V = 0.585 m

- $\sim Z \frac{U}{l_x} Z$ **0.366**
- $Z \frac{V}{l_y} Z$ **0.016**
- P''' = p U V_1 = 17.53×1.085×0.585 ⇒ P''' = 11.13 t

G D'après les abaques de MOUGIN :

M'i	ρ = 0.05	ρ = 0.1	ρ = 0.082
M'_1	0.091	0.13	0.116
M'_2	0.0059	0.031	0.022
M''_1	0.113	0.15	0.137
M''_2	0.018	0.055	0.042
M'''_1	0.165	0.178	0.173
M'''_2	0.10	0.14	0.126

- *<u>Moments fléchissants et efforts tranchants:</u>*

- M_{0x} =(M_1 + ν M_2) P
- M_{0y} =(M_2 + ν M_1) P

	ELS	ELU	$T_{ap,x}$	$T_{ap,y}$
M'_{0x}	8.21	7.91	8.26	6.34
M'_{0y}	3.08	1.50		
M''_{0x}	6.68	6.29	7.76	6.34
M''_{0y}	3.19	1.93		
M'''_{0x}	2.21	1.925	3.42	4.04
M'''_{0y}	1.79	1.40		

G *Moment flechissant:*

$M_{0x} = ½[M'_{0x} - M''_{0x}] + M'''_{0x}$

$M_{0y} = ½[M'_{0y} - M''_{0y}] + M'''_{0y}$

G *Effort tranchant:*

$T_{0x} = ½[T'_{0x} - T''_{0x}] + T'''_{0x}$

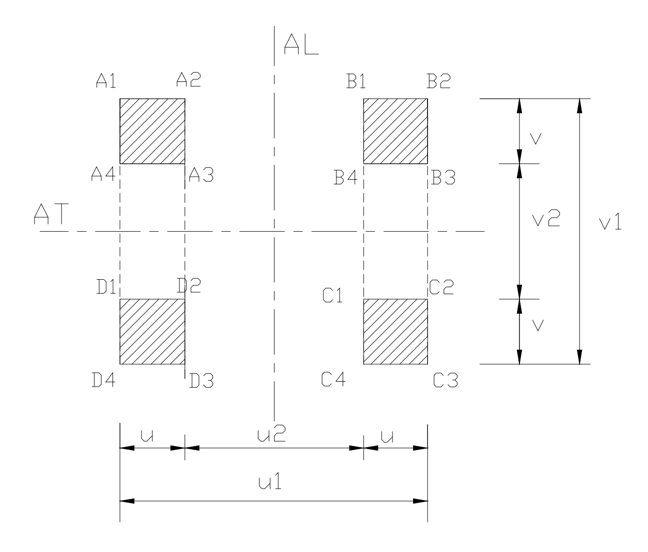
$T_{0y} = ½[T'_{0y} - T''_{0y}] + T'''_{0y}$

	ELS	ELU
M_{0x} (t.m/ml)	2.975	2.735
M_{0y}(t.m/ml)	1.735	1.185
$T_{ap,x}$ (t/ml)	3.67	
$T_{ap,y}$ (t/ml)	4.04	

5. *Charges Bt* :

5.1. 1er cas : Etude de l'effet de deux rectangles symétriques.

- P = 8 t
- U_0 = 0.60 m G U = 0.935 m
  V_0 = 0.25 m G V = 0.585 m
- La densité de charge : $p = \frac{P}{UV} \Rightarrow$ p= 14.62 t / m^2



$$(A_1, A_2, A_3, A_4)+(B_1,B_2,B_3,B_4)+(C_1, C_2,C_3,C_4)+(D_1,D_2,D_3,D_4)$$
$$=$$
$$(A_1, B_2, C_3, D_4) - (A_2, B_1, C_4, D_3)-(A_4, B_3, C_2, D_1) + (A_3, B_4, C_1, D_2)$$

- Effet de **(**A_1, B_2, C_3, D_4**)** dim U_1 et V_1
  U_1 = 1.935m
  V_1 = 1.935m
  - $\sim Z \frac{U_1}{l_x} Z \frac{1.935}{2.96} Z$ **0.654**
  - $Z \frac{V_1}{l_y} Z \frac{1.935}{35.69} Z$ **0.054**
  - P' = p U_1 V_1 = 14.62×1.935×1.935 ⇒ P' = 54.74 t

- Effet de **(A_2, B_1, C_4, D_3)** de dimensions U_2 et V_1 :
  U_2 = 0.065 m
  V_1 = 1.935 m
  - $\sim Z \frac{U_2}{l_x} Z$ **0.023**
  - $Z \frac{V_1}{l_y} Z$ **0.054**
  - P'' = p U_2 V_1 = 14.62×0.065×1.935 ⇒ P'' = 1.84 t

- Effet de **(A_4, B_3, C_2, D_1)** de dimensions U_1 et V_2 :
  U_1 = 1.935 m
  V_2 = 0.765 m
  - $\sim Z \frac{U_1}{l_x} Z$ **0.654**
  - $Z \frac{V_2}{l_y} Z$ **0.021**
  - P''' = p U_1 V_2 = 14.62×1.935×0.765 ⇒ P''' = 21.64 t
- Effet de **(A_3, B_4, C_1, D_2)** de dimensions U_2 et V_2 :
  U_2 = 0.065 m
  V_2 = 0.765 m
  - $\sim Z \frac{U_2}{l_x} Z$ **0.022**
  - $Z \frac{V_2}{l_y} Z$ **0.021**
  - P'''' = p U_2 V_2 = 14.62×0.765×0.065 ⇒ P'''' = 0.727 t

G D'après les abaques de MOUGIN :

M'i	ρ = 0.05	ρ = 0.1	ρ = 0.082
M'_1	0.10	0.13	0.119
M'_2	0.026	0.058	0.046
M''_1	0.165	0.22	0.20
M''_2	0.03	0.075	0.059
M'''_1	0.12	0.125	0.123
M'''_2	0.07	0.10	0.089
M''''_1	0.26	0.31	0.292
M''''_2	0.10	0.16	0.138

- *Moments fléchissants et efforts tranchants :*

	ELS	ELU	$T_{ap,x}$	$T_{ap,y}$
M'_{0x}	7.02	6.51	9.43	9.34
M'_{0y}	3.82	2.52		
M''_{0x}	0.39	0.368	0.466	0.317
M''_{0y}	0.182	0.109		
M'''_{0x}	3.04	2.66	3.73	4.67
M'''_{0y}	2.46	1.926		
M''''_{0x}	0.232	0.212	0.456	0.317
M''''_{0y}	0.143	0.10		

G *Moment flechissant:*

$$M_{0x} = M'_{0x} - M''_{0x} - M'''_{0x} + M^4_{0x}$$
$$M_{0y} = M'_{0y} - M''_{0y} - M'''_{0y} + M^4_{0y}$$

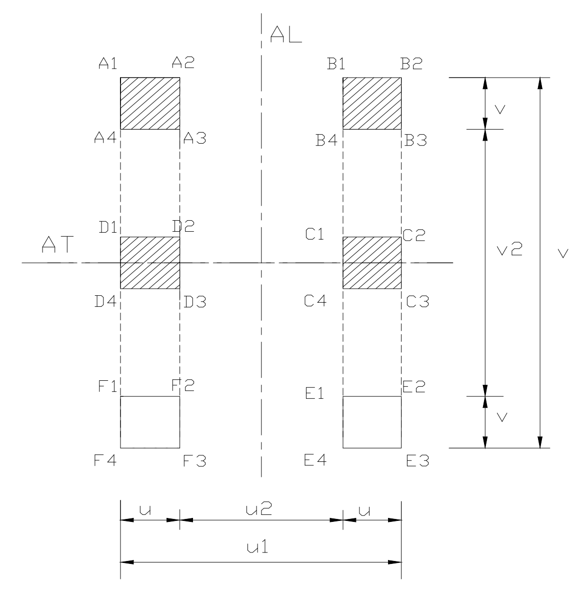
G *Effort tranchant:*

$$T_{0x} = T'_{0x} - T''_{0x} - T'''_{0x} + T^4_{0x}$$
$$T_{0y} = T'_{0y} - T''_{0y} - T'''_{0y} + T^4_{0y}$$

	ELS	ELU
M_{0x} (t.m/ml)	3.822	3.27
M_{0y}(t.m/ml)	1.321	0.585
$T_{ap,x}$ (t/ml)	5.69	
$T_{ap,y}$ (t/ml)	4.67	

5.2. 2[éme] cas :

Effet de quatre rectangles dont deux centrées sur l'axe transversal et symétriques par rapport à l'axe longitudinal.



$(A_1, A_2,A_3,A_4)+(B_1,B_2,B_3,B_4)+(C_1,C_2,C_3,C_4)+(D_1,D_2,D_3,D_4)+(F_1, F_2,F_3,F_4)+(E_1,E_2,E_3,E_4)$ = 0.5* $[(A_1, B_2,E_3,F_4)- (A_2, B_1,E_4,F_3) -(A_4, B_3,E_2,F_1)+ (A_3, B_4,E_1,F_2)] + [(D_1, C_2,C_3,D_4)-$ (D2, C1, C4, D3)]

- Effet de **(A_1, B_2, E_3, F_4)** de dimensions U_1 et V_1 :
  U_1 = 1.935m
  V_1 = 3.585m
  - ~ Z $\frac{U_1}{l_x}$ Z $\frac{\mathbf{1.935}}{\mathbf{2.82}}$ Z **0.654**
  - Z $\frac{V_1}{l_y}$ Z $\frac{\mathbf{3.585}}{\mathbf{35.69}}$ Z **0.10**
  - P' = p U_1 V_1 = 14.62×3.585×1.935 ⇒ P' = 101.42 t
- Effet de **(**A_2, B_1, E_4, F_3**)** de dimensions U_2 et V_1 :
  U_2 = 0.065 m
  V_1 = 3.585 m
  - ~ Z $\frac{U_2}{l_x}$ Z **0.022**
  - Z $\frac{V_1}{l_y}$ Z **0.1**

- P’’ = p U_2 V_1 = 14.62×0.065×3.585 ⇒ P’’ = 3.41 t

- Effet de **(**A_4, B_3, E_2, F_1**)** de dimensions U_1et V_2 :
  U_1 = 1.935m
  V_2 = 2.115 m
  - $\sim Z \frac{U_1}{l_x} Z$ **0.654**
  - $Z \frac{V_2}{l_y} Z$ **0.06**
  - P’’’ = p U_1 V_2 = 14.62×1.935×2.115 ⇒ P’’’ = 59.83 t

- Effet de **(**A_3, B_4, E_1, F_2**)** de dimensions U_2et V_2
  U_2 = 0.065 m
  V_2 = 2.115 m
  - $\sim Z \frac{U_2}{l_x} Z$ **0.022**
  - $Z \frac{V_2}{l_y} Z$ **0.06**
  - P^4 = p U_2 V_2 = 14.62×2.115×0.065 ⇒ P^4 = 2.01 t

- Effet de **(**D_1, C_2, C_3, D_4**)** de dimensions U_1et V :
  U_1 = 1.935m
  V = 0.585 m
  - $\sim Z \frac{U_1}{l_x} Z$ **0.654**
  - $Z \frac{V}{l_y} Z$ **0.016**
  - P^5 = p U_1V = 14.62×0.585×1.935 ⇒ P^5 = 16.55 t

- Effet de **(**D_2, C_1, C_4, D_3**)** de dimensions U_2 et V :
  U_2 = 0.065 m
  V = 0.585 m
  - $\sim Z \frac{U_2}{l_x} Z$ **0.022**
  - $Z \frac{V}{l_y} Z$ **0.016**
  - P^6 = p U_2 V= 14.62×0.585×0.065 ⇒ P^6 = 0.56 t

G D’après les abaques de MOUGIN :

M’i	ρ = 0.05	ρ = 0.1	ρ = 0.082
M'_1	0.07	0.105	0.092
M'_2	0.006	0.028	0.02
M''_1	0.112	0.170	0.149
M''_2	0.007	0.034	0.024
M'''_1	0.10	0.118	0.111

M'''_2	0.02	0.050	0.039
M''''_1	0.16	0.220	0.198
M''''_2	0.023	0.070	0.053
M_1^5	0.125	0.130	0.128
M_2^5	0.08	0.10	0.093
M_1^6	0.275	0.310	0.297
M_2^6	0.110	0.175	0.152

- *Moments fléchissants et efforts tranchants :*

	ELS	ELU	$T_{ap,x}$	$T_{ap,y}$
M'_{0x}	9.37	9.33	11.14	9.43
M'_{0y}	3.89	2.03		
M''_{0x}	0.524	0.51	0.47	0.317
M''_{0y}	0.183	0.082		
M^3_{0x}	7.11	6.64	9.70	9.43
M^3_{0y}	3.66	2.33		
M^4_{0x}	0.42	0.40	0.47	0.32
M^4_{0y}	0.186	0.106		
M^5_{0x}	2.43	2.12	2.85	3.72
M^5_{0y}	1.96	1.54		
M^6_{0x}	0.183	0.166	0.453	0.32
M^6_{0y}	0.118	0.085		

- *Moment flechissant:*

$$M_{0x} = ½[M'_{0x} - M''_{0x} - M'''_{0x} + M^4_{0x}] + M^5_{0x} - M^6_{0x}$$

$$M_{0y} = ½[M'_{0y} - M''_{0y} - M'''_{0y} + M^4_{0y}] + M^5_{0y} - M^6_{0y}$$

- *Effort tranchant:*

$$T_{0x} = ½[T'_{0x} - T''_{0x} - T'''_{0x} + T^4_{0x}] + T^5_{0x} + T^6_{0x}$$

$$T_{0y} = ½[T'_{0y} - T''_{0y} - T'''_{0y} + T^4_{0y}] + T^5_{0y} + T^6_{0y}$$

	ELS	ELU
$M_{0x\,(t.m)}$	3.325	3.244
$M_{0y(t.m)}$	1.96	1.317
$T_{ap,x\ (t)}$	3.117	
$T_{ap,y\ (t)}$	3.402	

6. Charge M_{c120} :

- P = 55 t
- U_0 = 1.00 m G U = 1.335 m
  V_0 = 6.10 m G V = 6.435 m

- Effet de **(**A_1, B_1, C_1, D_1**)** de dimensions U et V :
  U = 1.335m
  V = 6.435m
  - $\sim Z \frac{U}{l_x} Z$ **0.45**
  - $Z \frac{V}{l_y} Z$ **0.18**

M'i	ρ = 0.05	ρ = 0.1	ρ = 0.082
M'_1	0.054	0.09	0.172
M'_2	0.0004	0.009	0.0059

- *Moments fléchissants et efforts tranchants :*

	ELS	ELU
M_{0x} (t.m/ml)	4.30	4.235
M_{0y}(t.m/ml)	1.17	0.324
$T_{ap,x}$ (t/m)	3.87	
$T_{ap,y}$ (t /m)	2.85	

G *Tableau récapitulatif des moments fléchissants :*

Charge		ELS		ELU	
		M_{0x} (t.m/ml)	M_{0y}(t.m/ml)	M_{0x} (t.m/ml)	M_{0y}(t.m/ml)
G_{per}		0.855	0	1.154	0
Bc	1er cas	2.60	0.73	2.55	0.22
	2éme cas	2.975	1.735	2.735	1.185
Bt	1er cas	3.82	1.321	3.27	0.585
	2éme cas	3.325	1.96	3.244	1.32
Br		2.07	1.74	1.79	1.380
MC_{120}		4.30	1.17	4.235	0.324

G *Tableau récapitulatif des efforts tranchants* **:**

Charge	$T_{ap,x}$ **(t/m)**	$T_{ap,y}$ **(t /m)**
G_{per}	1.156	0

Bc	1er cas	2.20	0.70
	2éme cas	3.67	4.04
Bt	1er cas	5.69	4.67
	2éme cas	3.117	3.402
Br		3.56	4.00
MC_{120}		3.87	2.85

- *Moments fléchissants:*

	M_{0x} (t.m/ml)		M_{0y}(t.m/ml)	
	ELS	ELU	ELS	ELU
G_{per}	0.777	1.049	0	0
Bc	2.975	2.735	1.735	1.185
Bt	3.82	3.27	1.96	1.32
Br	2.07	1.79	1.74	1.38
MC_{120}	4.30	4.235	1.17	0.324

- *Efforts tranchants:*

	$T_{ap,x}$ (t/m)	$T_{ap,y}$ (t /m)
G_{per}	1.42	0
Bc	3.67	4.04
Bt	5.69	4.67
Br	3.56	4.00
MC_{120}	3.87	2.85

G *Flexion globale :*

		G_{per}	Bc	Bt	Br	Mc_{120}
M_y (t.m/ml)	ELS	- 0.00265	0.8752	0.698	0.2014	1.03
	ELU	- 0.0036	1.18	0.942	0.272	1.39

IV- Sollicitation résultantes dans la dalle :

IV-1- Moments fléchissants **:**

La combinaison des moments est la suivante :

$$M_{0x} = ¥_G .M_{0x}^{per} + Sup\left[¢_B ¥_{Q_1}^B .Sup\left(b_c .M_{0x}^{BC} ; b_t .M_{0x}^{Bt} ; M_{0x}^{Br}\right); ¢_{MC} .¥_{Q_1}^{MC} .M_{0x}^{MC}\right]$$

$$M_{0y} = ¥_G .M_{0y}^{per} + Sup\left[¢_B ¥_{Q_1}^B .Sup\left(b_c .M_{0y}^{BC} ; b_t .M_{0y}^{Bt} ; M_{0y}^{Br}\right); ¢_{MC} .¥_{Q_1}^{MC} .M_{0y}^{MC}\right]$$

Avec : $¢_B$ = 1.158

$¢_{MC}$ = 1.107

$b_c = 1.1$ et $b_t = 1$

E.L.S : $\gamma_G = 1$; $\gamma_{Q1}^{BC} = 1.2$

E.L.U : $\gamma_G = 1.35$; $\gamma_{Q1}^{BC} = 1.6$

- *Flexion locale :*

	M_x (t.m/ml)	M_y (t.m/ml)
ELU	7.88	2.57
ELS	6.18	2.72

- *Flexion globale :*

	M_y (t.m/ml)
ELU	1.78
ELS	1.33

IV-2- Efforts Tranchants :

La combinaison qui donne l'effort tranchant est la suivante :

$$T_{ox} = \gamma_G . T_{ox}^{per} + Sup\left\{\delta_B \gamma_{Q_1}^{B} . Sup\left[b_c . T_{ox}^{Bc} ; b_t . T_{ox}^{Bt} ; T_{ox}^{Br}\right]\right\}$$

$$T_{oy} = \gamma_G . T_{oy}^{per} + Sup\left\{\delta_B \gamma_{Q_1}^{B} . Sup\left(b_c . T_{oy}^{Bc} ; \delta_{MC} . \gamma_{Q_1}^{Mc} . T_{oy}^{Mc}\right)\right\}$$

$$T_{ox} = \gamma_G . T_{OX}^{per} + Sup\left\{\delta_B \gamma_{Q_1}^{B} . b_c . T_{ox}^{Bc} ; \delta_{Mc} . \gamma_{Q_1}^{Mc} . T_{ox}^{Mc}\right\}$$

$$T_{oy} = \gamma_G . T_{OY}^{per} + Sup\left[\delta_B \gamma_{Q_1}^{B} . b_c . T_{OY}^{BC} ; \delta_{MC} \gamma_{Q_1}^{MC} . T_{OY}^{MC}\right]$$

	$T_{ap,x}$ (t/m)	$T_{ap,y}$ (t /m)
ELU	12.10	8.65
ELS	9.066	6.50

V- Sollicitations dans la dalle continue :

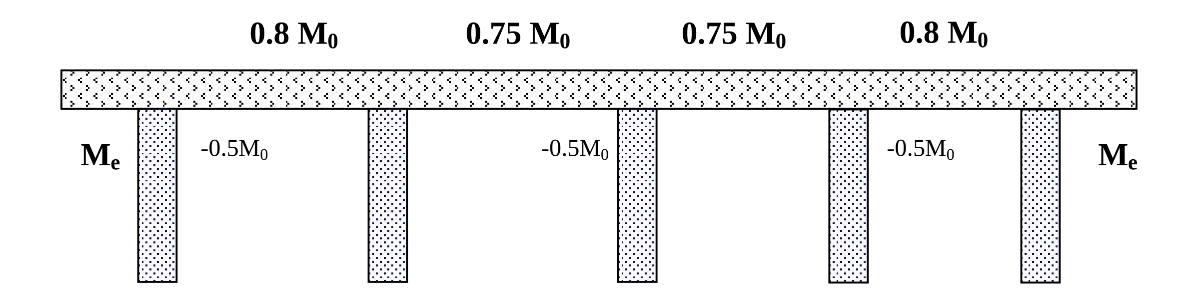


Figure 13 : Répartition des moments sur la dalle

M_e : moment d'encorbellement calculé sous l'effort des charges permanentes et celle des trottoirs.

$$M_e = -\text{¥}_G \cdot g^{n}_{per} \cdot \frac{l^{2}_{cs}}{2}$$

- g^{n}_{per} Z **0.855 *t / ml***
- L_{cs} = 0.985 m : longueur de la console
- $\text{¥}^{tr}_{Q_1} = 1$ à l'E.L.S G L'E.L.S : M_e = - 0.414 t.m
- $\text{¥}^{tr}_{Q_1} = 1{,}6$ à l'E.L.U G L'E.L.U : M_e = - 0.663 t.m

- *Moments dans les travées :*

$$M_x^{tot} = M_x^{loc} + M_y^{glo}$$

$$M_y^{tot} = M_y^{loc}$$

- Dans la direction l_x
  - En travée de rive : M_x^{tr} = $0.8M_{0x}$
  - En travée intermédiaire : M_x^{tr} = $0.75\ M_{0x}$
- Dans la direction l_y
  - En travée de rive : M_y^{tr} =$0.8M_{0y}$
  - En travée intermédiaire : M_x^{tr} = $0.75\ M_{0y}$

- *Moments sur appui :*

$$M_x^{tot} = M_x^{loc}$$

$$M_y^{tot} = M_y^{loc}$$

- Dans la direction l_x
  - Appui de rive: M_x^{ap} = -Sup ($0.5M_{0x}$; $|M_e|$)
  - Appui intermédiaire : M_y^{ap} =$-0.5M_{0x}$
- Dans la direction l_y
  - Appui de rive: M_y^{ap} =$-0.5M_{0x}$
  - Appui intermédiaire : M_y^{ap} =$-0.5M_{0x}$

G ***Moments fléchissants :***

		M_x *(t.m/ml)*		M_y *(t.m/ml)*	
		ELS	*ELU*	*ELS*	*ELU*
M^{tr}	*Rive*	6.81	7.73	2.18	2.06
	Intermédiaire	5.63	7.24	2.04	1.93
M^{ap}	*Rive*	-3.09	-3.94	-1.36	-1.285
	Intermédiaire	-3.09	-3.94	-1.36	-1.285

G *Tableau récapitulatif des moments fléchissants et des efforts tranchants* **:**

	M_x *(t.m/ml)*		M_y *(t.m/ml)*	
	ELS	*ELU*	*ELS*	*ELU*
M^{tr}	6.81	7.73	2.18	2.06
M^{ap}	-3.05	-3.87	-1.36	-1.285

	T_x (t/m)	T_y (t /m)
ELU	12.10	8.65
ELS	9.066	6.50

Il faut vérifier la condition suivante :

$$M^{tr} + \frac{\left|M^{ap}{}_{g}\right| + \left|M^{ap}{}_{d}\right|}{2} \geq 1.25 M_{ox} \Rightarrow \textit{vérifiée}$$

FERRAILLAGE DU HOURDIS

I- Introduction :

Dans le calcul du ferraillage de la dalle, nous allons suivre le règlement du BAEL91.

7 Caractéristiques des matériaux utilisés **:**

7.1 Béton :

Dosage CPA45 : 400 kg/m^3.

Résistance mécanique : f_{c28}=25 MPa

Module d'élasticité : $E_i = 11000 \ .\sqrt[3]{f_{c28}}$

- Aciers:

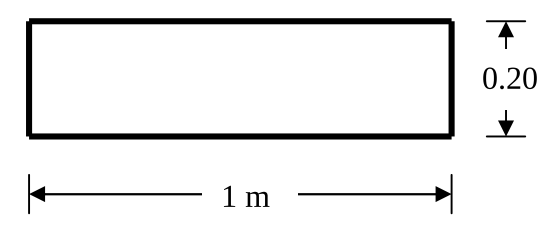
Rond lisse : f_e Z **235*MPa***

Haute adhérence: f_e Z **400*MPa***

II- Dimensionnement:

8 <u>*Condition de non fragilité :*</u>

Nous allons déterminer le ferraillage par mètre linéaire. Le dimensionnement se fait pour une section de hauteur 0.20m et de largeur 1m comme le montre la figure suivante :



La condition de non fragilité du béton est :

$$A_{\min} \text{ Z } \mathbf{0.23}.b_0.d.\frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \text{ Z } \mathbf{2.41}\,cm^{\mathbf{2}}$$

9 *Particularité du ferraillage dans l'hourdis :*

L'hourdis est calculé comme une poutre à section rectangulaire sous l'effet de la flexion simple et il doit vérifier les conditions suivantes :

- Condition relative au non-poinçonnement sous charges localisées :

Pour ne pas disposer d'armatures transversales, l'épaisseur de l'hourdis doit vérifier la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{Q_u}{0.045 \times U_c \frac{f_{c28}}{\gamma_b}}$$

Avec: $Q_u = \gamma_{Q1}^{B}.\delta_B.P$

$$\begin{cases} \gamma_{Q1}^{B} = 1.6 : E.L.U \\ \gamma_{Q1}^{B} = 1.2 : E.L.S \\ f_{c28} = 25\,MPa \\ \gamma_b = 1.5 \end{cases}$$

U_c : le périmètre du rectangle d'impact

- Charge Bc :
  - P = 6 t G Uc = 4x0.585 = 2.34m
  - $Q_u^{Bc} = 10.9t \Rightarrow h_d^{Bc} = 0.062m < h_d = 0.2m$ *vérifiée*
- Charge Bt :
  - P = 8 t G Uc =2 (0.935+0.585) = 3.04m
  - $Q_u^{Bc} = 18.16t \Rightarrow h_d^{Bc} = 0.077m < h_d = 0.2m$ *vérifiée*
- Charge Br :
  - P =10 t G Uc =2 (0.935+0.635) = 3.14 m
  - $Q_u^{Bc} = 14.53t \Rightarrow h_d^{Bc} = 0.064m < h_d = 0.2m$ *vérifiée*

- Condition relative au non emploi des armatures transversales de l'effort tranchant :

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si la dalle est bétonnée sans reprise sur toute son épaisseur et si la contrainte tangente est telle que : $²_u = \frac{T}{b_0.d} \leq 0.07\frac{f_{c28}}{¥_b}$

- Sens x-x :

$$\frac{T}{b_0.d} = \frac{9.066\ .10^{-2}}{1 \times 0.17} = 0.533\,MPa < 0.07\frac{f_{c28}}{¥_b} = 1.16\,MPa$$

$\Rightarrow$ vérifi ée

- Sens y-y :

$$\frac{T}{b_0.d} = \frac{6.50.10^{-2}}{1 \times 0.17} = 0.382\ MPa\ < 0.07\ \frac{f_{c28}}{¥_b} = 1.16\ MPa$$

$\Rightarrow$ Vérifiée

G Ce n’est pas nécessaire de mettre des armatures transversales puisque la condition est vérifiée dans les deux sens.

- <u>Valeurs minimales des armatures - Condition de non fragilité :</u>

On utilise des armatures HA Fe400 :

h_d =20 cm G 12cm ≤ h_d ≤ 30cm

$$\begin{cases} A_x \geq \frac{1}{2} \times °_0 \times (3 - °) ÷ b \times h_b \\ A_x \geq °_0 \times b \times h_d \end{cases}$$

Avec : $° = \frac{l_x}{l_y} = 0.082$

$°_0 = 0.8.10^{-3}$

$$\begin{cases} A_x \geq 2.33 cm^2 \\ A_y \geq 1.6 cm^2 \end{cases}$$

$A_y = \frac{A_x}{3} = 0.78 cm^2$

- <u>Disposition des armatures dans l’hourdis :</u>
  - Diamétre maximal des armatures :

    $¤_{max} \leq \frac{h_d}{10} \quad \Rightarrow \quad ¤_{max} \leq 20 mm$

  - Diamétre minimal des armatures :

    La fissuration est préjudiciable : G $¤_{min} \geq 6 mm$

  - Espacement maximal des armatures :

    St = inf (2h_d; 25 cm) =25 cm

  - Enrobage minimal des armatures :

    L’enrobage est e = 3cm pour les aciers supérieurs et inférieurs.

10 <u>Ferraillage :</u>

Le calcul se fait pour une section de largeur unité soumise à la flexion simple.

- <u>En travée :</u>
  - Sens l_x :

M_{ser} = 6.81 t.m/ml = $6.81.10^{-2}$ MN.m/ml

La fissuration est préjudiciable : $\overline{±_s} = \min(2/3 f_e;\ 110\sqrt{¦ f_{tj}}) = 202 Mpa$

- <u>Calcul de M_{rb}</u>

  d=0.17m

  $\overline{±_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 25 \times 0.6 = 15 Mpa$

$$\bar{\sim}_1 = \frac{15\overline{\pm}_{bc}}{15\overline{\pm}_{bc} + \overline{\pm}_s} = \frac{15\times 15}{15\times 15 + 202} = 0.527$$

$$M_{rb} = \frac{1}{2}\times\overline{\pm}_{bc}\times b\times\bar{y}_1\times(d - \frac{\bar{y}_1}{3}) = 0.094 MN.m$$

G $M_{ser}<M_{rb}$ G pas d'armatures comprimés : A'=0

$$«_s = \frac{M_{ser}}{b_0\times d^2\times\pm_s} = 0.0116 \Rightarrow Z_{b1} = \frac{15}{16}d\frac{40«_s+1}{54«_s+1} = 0.143m$$

$$\Rightarrow A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z_{b1}\times\pm_s} = 23.57cm^2$$

Choix des armatures :

8HA20 G Ast = 25.133cm²

Sens l_y :

M_{ser} = 2.18 t.m/ml = 0.0218 MN.m/ml

$\boldsymbol{M_{rb}}$ = 0.094 MN.m/ml

G $M_{ser}<M_{rb}$ G pas d'armatures comprimés : A'=0

$$«_s = \frac{M_{ser}}{b_0\times d^2\times\pm_s} = 0.00373 \Rightarrow Z_{b1} = \frac{15}{16}d\frac{40«_s+1}{54«_s+} = 0.152m$$

$$\Rightarrow A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z_{b1}\times\pm_s} = 7.1cm^2$$

Choix des armatures :

7HA12 G Ast = 7.917cm²

- Sur appui :

Sens l_x :

M_{ser} = -3.09 t.m/ml =- 0.0309 MN.m/ml

$\boldsymbol{M_{rb}}$ = 0.094 MN.m/ml

G $M_{ser}<M_{rb}$ G pas d'armatures comprimés : A=0

$$«_s = \frac{M_{ser}}{b_0\times d^2\times\pm_s} = 0.00529 \Rightarrow Z_{b1} = \frac{15}{16}d\frac{40«_s+1}{54«_s+} = 0.15m$$

$$\Rightarrow A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z_{b1}\times\pm_s} = 10.20cm^2$$

Choix des armatures :

7HA14 G Ast = 10.776cm²

Sens l_y:

M_{ser} = -1.36 t.m/ml = 0.0136 MN.m/ml

$\boldsymbol{M_{rb}}$ = 0.094MN.m/ml

G $M_{ser}<M_{rb}$ G pas d'armatures comprimés : A=0

$$«_s = \frac{M_{ser}}{b_0 \times d^2 \times \pm_s} = 0.00233 \;\Rightarrow Z_{b1} = \frac{15}{16} d \, \frac{40«_s + 1}{54«_s +} = 0.1547m$$

$$\Rightarrow A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z_{b1} \times \pm_s} = 4.35cm^2$$

- Choix des armatures :

  6HA10 G Ast = 4.712cm²

11 <u>Tableau de ferraillage</u>**:**

Sens	Sens x-x		Sens y-y	
	Travée	Appui	Travée	Appui
$A_{st\ calculé}$ (cm²)	23.57	10.20	7.10	4.35
$A_{st\ choisie}$ (cm²)	25.133	10.776	7.697	4.712
Choix	8HA20	7HA14	5HA14	6HA10
Espacement (cm)	14.30	16.66	25	20

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] : J.A.Calgaro ; M.Virlogeux, « Projet et Construction des Ponts »,
Analyse Structurale des tabliers de ponts ; 2iéme édition ; Presse de l'école nationale de pont et chaussées. Septembre 1994.

[2] : Ch.Massonnet, « Complément à la Méthode de Calcul des Ponts à Poutres Multiples ». Annales de l'ITBTP, N°169, Jan 1962.

[3] : R.Barès et Ch.Massonnet, « Le Calcul des Grillages de Poutres et Dalles Orthotropes ».Dunod, Paris 1966.

[4] : Faouzi.A «Détermination du coefficient de répartition transversale à l'aide de la méthode de calcul des ponts à poutres multiples en utilisant la méthode de Guyon-Massonnet ». Polycopie ENIG, Juin 2003.

[5] : SETRA, « VIPP : Viaduc à travées Indépendantes à Poutre de béton Précontrainte ».Calcul automatique, Pièce : 2.5, Méthode de calcul, 2éme partie : Calcul des efforts.